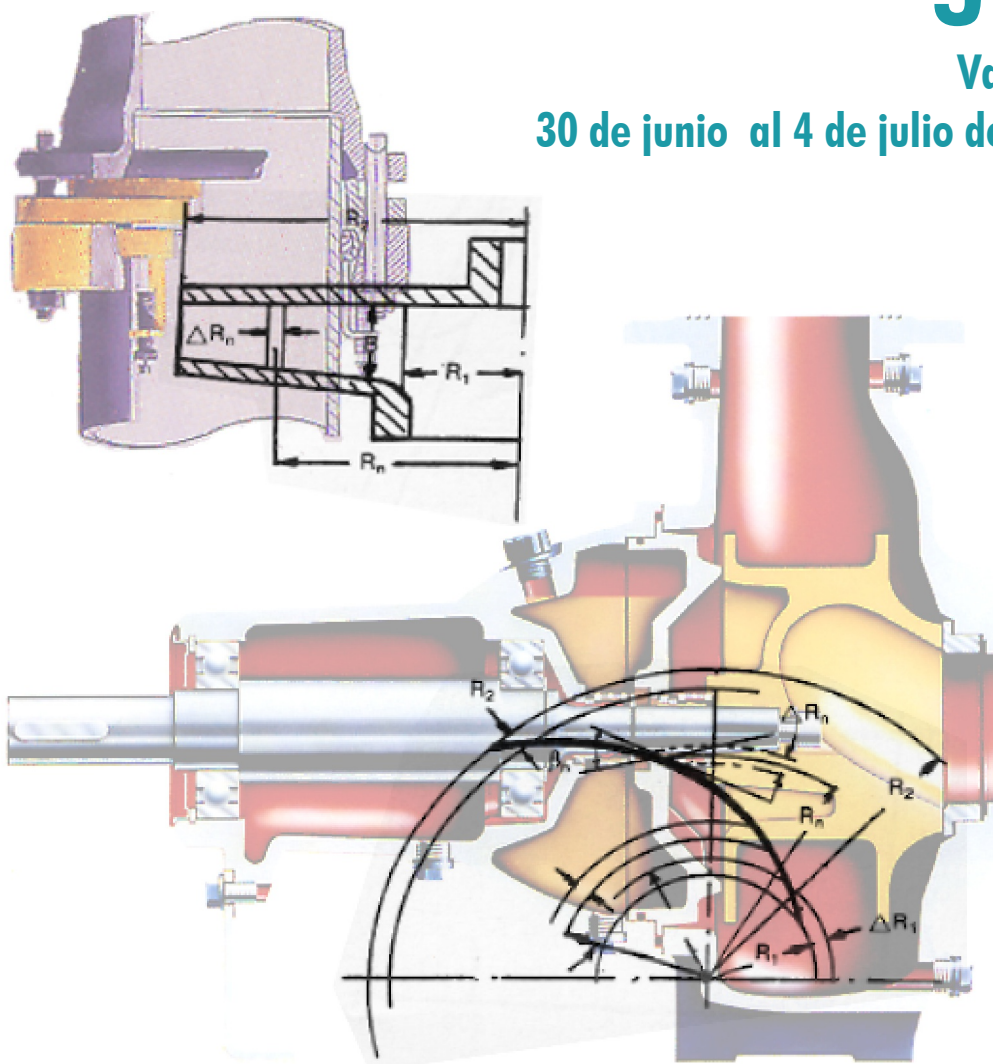


# Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua

Valencia

30 de junio al 4 de julio de 2003



## TABLA DE CONTENIDOS:

### Capítulo 1. Los abastecimientos urbanos de agua. Situación actual y retos futuros.

1.	INTRODUCCIÓN.....	13
2.	HISTORIA RECIENTE DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	15
3.	EL AGUA COMO RECURSO RENOVABLE: EL CONCEPTO DE SOSTENIBILIDAD.....	19
	El agua como recurso.....	19
	Concepto de desarrollo sostenible.....	19
	El Desarrollo Sostenible en España.....	21
4.	REGLAMENTACIONES: ESPAÑA Y EUROPA.....	24
	Legislación sobre el agua en la Unión Europea.....	24
	Legislación española.....	26
5.	EL PRECIO DEL AGUA EN ESPAÑA.....	28
6.	INSTRUMENTOS ECONÓMICOS DE GESTIÓN.....	32
7.	CONCLUSIONES.....	34
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	35

### Capítulo 2. Generalidades sobre las redes de abastecimiento.

1.	INTRODUCCIÓN.....	37
2.	NORMATIVA EXISTENTE.....	42
3.	TIPOLOGÍA DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	46
3.1.	Tipos de redes de abastecimiento atendiendo a los usos del agua.....	46
3.2.	Tipos de redes de abastecimiento atendiendo a su topología.....	47
	Redes ramificadas.....	48
	Redes malladas.....	49
	Redes mixtas.....	52
4.	ESTRUCTURA DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	52
4.1.	Etapas de captación: el origen de las aguas para abastecimiento.....	53
	Captación de las aguas subterráneas.....	55
	Captación de aguas superficiales.....	56
	Desalación del agua de mar.....	56
	Depuración de las aguas residuales.....	57
4.2.	Etapas de conducción: aducciones principales del sistema.....	57
	Tipología de las aducciones.....	58
	Recomendaciones para el trazado de aducciones e impulsiones.....	59
4.3.	Etapas de almacenamiento y distribución.....	59
	Redes de un solo piso de presión.....	60
	Redes escalonadas con varios pisos de presión.....	61
	Redes abastecidas directamente mediante grupo de bombeo.....	62
4.4.	Distribución de agua.....	64
5.	ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	67
5.1.	Tuberías.....	68
	Características de los materiales utilizados en las redes de abastecimiento.....	69
	Definición de presiones en una red de distribución.....	70
5.2.	Válvulas.....	71
5.3.	Elementos de medida y control.....	72
5.4.	Elementos encargados de generar el consumo final del sistema.....	74
	Desagües.....	74
	Bocas o hidrantes de riego.....	74
	Hidrantes de extinción de incendios.....	75
	Acometidas.....	75
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	79

### Capítulo 3. Fundamentos de hidráulica aplicada a los abastecimientos de agua.

1.	INTRODUCCIÓN .....	80
2.	PROPIEDADES DEL AGUA .....	80
2.1.	Densidad y peso específico.....	81
2.2.	Viscosidad.....	81
2.3.	Modulo de elasticidad volumétrico .....	84
2.4.	Presión de vapor.....	85
3.	ESTÁTICA Y CINEMÁTICA DE FLUIDOS .....	85
3.1.	Concepto de presión. Presión absoluta y relativa .....	86
	Presión absoluta y relativa .....	86
	Velocidad y caudal.....	87
	Numero de Reynolds.....	88
4.	ECUACIONES FUNDAMENTALES .....	89
4.1.	Ecuación de continuidad.....	89
4.2.	Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento. ....	89
4.3.	Ecuación de la energía. Ecuación de Euler. ....	91
4.4.	Caracterización de las pérdidas en conducciones. ....	93
	Pérdidas de carga continuas. ....	93
	Pérdidas de carga localizadas.....	96
4.5.	Caracterización de las bombas. ....	98
4.6.	Caracterización de las válvulas. ....	98
5.	ADUCCIONES .....	99
5.1.	Tipos de aducciones.....	100
5.2.	Planteamiento general del diseño de aducciones.....	101
	El caudal de diseño .....	101
	El trazado de la conducción .....	103
	Determinación de la sección más económica .....	104
5.3.	Otros tipos de aducciones.....	105
	Aducciones mixtas .....	105
	Aducciones ramificadas.....	106
	Aducciones en lámina libre.....	106
6.	BIBLIOGRAFÍA .....	108

### Capítulo 4. Generalidades sobre las bombas en los sistemas de abastecimiento.

1.	INTRODUCCIÓN .....	109
2.	LAS MÁQUINAS HIDRÁULICAS. CLASIFICACIÓN .....	109
2.1.	Las turbomáquinas hidráulicas.....	111
3.	PARTES DE LAS BOMBAS .....	117
3.1.	La bomba centrífuga .....	117
3.2.	La bomba axial .....	119
4.	LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DE LA BOMBA .....	121
4.1.	Curvas características teóricas .....	121
4.2.	Curvas características reales.....	122
	La curva de altura- caudal: curva motriz.....	122
	La curva de rendimiento-caudal y potencia-caudal .....	123
5.	LA BOMBA SE PONE EN LA INSTALACIÓN: PUNTO DE FUNCIONAMIENTO .....	127
6.	LAS LEYES DE SEMEJANZA.....	129
6.1.	Leyes de semejanza absoluta .....	130
6.2.	La bomba girando a diferente velocidad.....	131
6.3.	Semejanza geométrica: el recorte de rodete y la producción en serie. ....	132
	El recorte de rodete: fundamento para la fabricación en serie.....	133
7.	BIBLIOGRAFÍA .....	136

## Capítulo 5. Instalaciones de bombeo. Selección, instalación, puesta en marcha y mantenimiento de los equipos.

1.	INTRODUCCIÓN .....	137
2.	TIPOLOGÍA DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO EN LOS ABASTECIMIENTOS .....	138
3.	FUNCIONAMIENTO ANÓMALO DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO .....	139
3.1.	Funcionamiento a caudales bajos .....	139
3.2.	El Problema de la Cavitación.....	141
	La cavitación en las turbomáquinas hidráulicas. ....	141
	Altura neta positiva disponible (NPSH <sub>d</sub> ). ....	143
	Posibles soluciones a la cavitación en bombas centrífugas. ....	146
4.	ASPECTOS TÉCNICOS EN LA SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS .....	147
4.1.	Tipo de Fluido .....	147
4.2.	Características Hidráulicas del Sistema .....	148
4.3.	Modo de Operación.....	148
4.4.	Márgenes de Maniobra.....	149
5.	ASPECTOS ECONÓMICOS EN LA SELECCIÓN Y COMPRA DE LOS EQUIPOS .....	149
5.1.	Consideraciones respecto del Costo de una Estación de Bombeo .....	149
5.2.	Planteamiento General de un Problema de Optimización Económica en la Adquisición de un Equipo. ....	151
5.3.	Función Objetivo .....	151
	Cargas Financieras .....	152
	Costes Energéticos .....	152
	Expresión general de la función objetivo.....	153
5.4.	Restricciones .....	153
6.	EJEMPLO DE SELECCIÓN DE UNA BOMBA.....	155
6.1.	Planteamiento .....	155
6.2.	Solución al caso planteado.....	156
7.	PUESTA EN MARCHA DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO .....	159
7.1.	El Cebado de las Bombas .....	159
7.2.	Revisiones Previas a la Puesta en Marcha .....	162
7.3.	El Arranque de las Bombas .....	163
	Procedimientos de Arranque y Parada de las Bombas .....	163
	Equipamiento eléctrico para la puesta en marcha. ....	165
8.	MANTENIMIENTO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO .....	167
8.1.	Necesidad del Mantenimiento en las Estaciones de Bombeo .....	167
8.2.	Anomalías en las Características de Funcionamiento de una Bomba .....	168
8.3.	Mantenimiento Preventivo.....	169
8.4.	Previsión de Piezas de Repuesto .....	170
8.5.	Estimación de los Costes de mantenimiento .....	171
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	172

## Capítulo 6. Las válvulas en los abastecimientos de agua. Tipologías y caracterización hidráulica.

1.	INTRODUCCIÓN .....	175
2.	CLASIFICACIÓN DE LAS VÁLVULAS.....	176
3.	CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA.....	177
4.	CAVITACIÓN EN VÁLVULAS.....	180
5.	VÁLVULAS DE REGULACIÓN .....	186
5.1.	Válvula de compuerta.....	186
5.2.	Válvula de mariposa.....	188
5.3.	Otros tipos de válvulas .....	190
	Válvula de bola .....	190
	Válvula de asiento plano.....	190
6.	VÁLVULAS DE REGULACIÓN AUTOMÁTICAS.....	192
6.1.	Válvulas de retención (VR) .....	192
6.2.	Válvula reductora de presión (VRP).....	193
	Algunas indicaciones sobre las VRP .....	194
6.3.	Válvula sostenedora de presión (VSP) .....	195
	Ejemplo: Selección de una válvula sostenedora de presión.....	196
6.4.	Válvula limitadora de caudal (VLQ) .....	202



7.	VENTOSAS.....	203
7.1.	Introducción.....	203
7.2.	Principio de funcionamiento.....	203
7.3.	Clasificación de las ventosas.....	205
	Ventosas de gran orificio.....	205
	Ventosas de pequeño orificio o purgadores.....	207
	Ventosas unidireccionales.....	208
	Ventosas monofuncionales, bifuncionales y trifuncionales.....	208
7.4.	Modelación de las ventosas.....	209
7.5.	Curva característica de una ventosa.....	210
7.6.	Las ventosas de gran orificio en el llenado y vaciado de conducciones.....	212
	Dimensionado de ventosas de gran orificio.....	213
7.7.	Los purgadores.....	213
7.8.	Instalación y mantenimiento.....	214
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	215

## Capítulo 7. Las conducciones en redes a presión. Características y condiciones de instalación.

1.	INTRODUCCIÓN.....	217
2.	ESFUERZOS HIDRÁULICOS SOBRE TUBERÍAS.....	217
2.1.	Esfuerzo radial. Resistencia a la presión interna.....	217
2.2.	Esfuerzo axial.....	219
3.	CARACTERÍSTICAS DE LAS CONDUCCIONES.....	227
3.1.	Poli cloruro de vinilo (PVC).....	227
	PVC no plastificado.....	227
	PVC Orientado.....	231
3.2.	Polietileno (PE).....	232
3.3.	Fundición.....	238
3.4.	Hormigón.....	243
	Hormigón armado con camisa de chapa.....	244
	Hormigón postensado con camisa de chapa.....	245
	Hormigón pretensado con camisa de chapa.....	246
3.5.	Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV).....	247
4.	INSTALACIÓN DE TUBERÍAS.....	250
4.1.	Generalidades.....	250
4.2.	Resistencia mecánica del tubo.....	252
	Comprobación para tubería flexible.....	257
	Comprobación para tubería rígida.....	260
4.3.	Zanjas tipo.....	261
	Fundición.....	261
	Hormigón.....	262
	Poliéster reforzado con fibra de vidrio.....	263
5.	BIBLIOGRAFÍA.....	265

## Capítulo 8. Sistemas de medición e instrumentación en redes de abastecimiento. Principios básicos y características.

1.	INTRODUCCIÓN.....	267
2.	CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	268
2.1.	Conceptos relativos a Metrología.....	268
	Campo o rango de medida.....	268
	Alcance de la medición.....	269
	Precisión.....	269
	Zona muerta.....	270
	Sensibilidad.....	270
	Repetibilidad.....	271
	Histéresis.....	271
	Deriva.....	272
	Error.....	272
	Conceptos relativos a instrumentación.....	273

1. LOS ABASTECIMIENTOS URBANOS DE AGUA. SITUACIÓN ACTUAL Y RETOS FUTUROS.	1.5
3. MEDIDORES DE PRESIÓN.	277
3.1. Elementos primarios elásticos.	277
Manómetros tipo Bourdon.	277
Otros tipos de medidores de presión.	279
3.2. Transductores de presión.	279
Transductores magnéticos de presión.	279
Transductores resistivos.	280
Transductores capacitivos.	280
Transductores basados en galgas extensiométricas.	280
Transductores piezoeléctricos.	280
Amplificación de la señal.	280
3.3. Presostatos.	281
4. MEDIDORES DE NIVEL	282
4.1. De medida directa.	283
4.2. Medidores de nivel de medida de la presión estática.	283
4.3. Mediciones de presencia de líquido.	284
4.4. Medidores de nivel por ultrasonidos.	285
5. MEDIDORES DE CAUDAL.	286
5.1. Medidores de placa-orificio.	287
5.2. Rotámetros.	288
5.3. Medidores de caudal ultrasónicos.	290
Caudalímetros de efecto Doppler.	291
Caudalímetros de tiempo de tránsito.	292
Caudalímetros de diferencia de frecuencias.	293
Características generales de los caudalímetros ultrasónicos.	293
5.4. Medidores de caudal electromagnéticos.	294
5.5. Caudalímetros de inserción.	296
Medidores tipo Annubar®.	296
Sondas de inserción electromagnética.	297
Sondas de inserción de turbina.	299
Otras características de las sondas de inserción.	300
5.6. Comentarios generales.	301
6. CONTADORES VOLUMETRICOS DE CAUDAL.	302
6.1. Factores a tener en cuenta al escoger un contador.	302
La curva característica del contador.	302
Exigencias físicas del contador.	305
Aspectos legales relativos al contador.	306
Cuestiones comerciales relativa al contador.	308
6.2. Tipos de contadores de mayor presencia en el mercado.	308
El contador de chorro único.	308
El contador de chorro múltiple.	309
El contador Woltmann.	311
Contadores combinados.	314
6.3. El formato de la señal de salida de los contadores. Centralización de lecturas.	315
7. MEDIDA DE LA CALIDAD DEL AGUA.	316
7.1. Turbidez.	317
7.2. pH.	317
7.3. Analizadores de Cloro.	318
8. REGISTRO Y ALMACENAMIENTO DE MEDICIONES. DATA-LOGGERS.	319
9. ASPECTOS A CONSIDERAR RESPECTO DE LA INSTRUMENTACIÓN EN UN SISTEMA DE TELEMEDIDA Y TELECONTROL.	320
10. BIBLIOGRAFÍA.	322

## Capítulo 9. Análisis de redes en régimen permanente.

1. INTRODUCCIÓN	323
2. DEFINICION DE UN SISTEMA APROPIADO DE TUBERIAS	324
3. DEFINICIONES BÁSICAS	325
4. ECUACIONES	326
4.1. Relaciones numéricas básicas entre los elementos de la red	327
4.2. Ecuaciones generales de equilibrio	327
Primera ley de Kirchoff	328

Segunda ley de Kirchoff .....	329
4.3. Ecuaciones características de los elementos de la red.....	331
Tuberías.....	332
Válvulas .....	332
Bombas .....	332
Válvulas de retención (VR) .....	333
Válvula reductora de presión (VRP).....	333
Válvula sostenedora de presión (VSP) .....	334
Válvula limitadora de caudal (VLQ) .....	335
4.4. Sistemas de ecuaciones para el análisis estático de redes.....	335
Ejemplo. Análisis de presiones en una red ramificada.....	336
Formulación por líneas (ecuaciones en q).....	338
Formulación por nudos (ecuaciones en H).....	339
Formulación por mallas (ecuaciones en $\Delta q$ ) .....	341
5. METODOS DE CALCULO .....	343
5.1. Métodos numéricos de resolución. Clasificación .....	344
5.2. Método de aproximaciones sucesivas.....	345
5.3. El método de Newton.....	347
El método de Newton-Raphson para sistemas de ecuaciones no lineales.....	347
Método de Newton aplicado a la formulación por líneas .....	349
Método de Newton aplicado a la formulación por nudos.....	351
Método de Newton aplicado a la formulación por mallas.....	352
Método de Newton utilizando la herramienta 'SOLVER' de Excel .....	353
5.4. Variantes del método de Newton. ....	358
5.5. Métodos tipo gradiente.....	359
Aplicación con las ecuaciones de los nudos y de las líneas.....	360
6. MODELOS DE ANALISIS DE REDES EXISTENTES EN EL MERCADO .....	367
7. CONCLUSION .....	369
8. BIBLIOGRAFÍA.....	369

## Capítulo 10. Análisis dinámico de redes. Modelos dinámicos y transitorios. Fundamentos y aplicaciones de los diferentes modelos.

1. CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS DE ANÁLISIS. ....	372
1.1. Modelos no inerciales.....	373
1.2. Modelos inerciales. ....	373
Modelo inercial rígido. ....	373
Modelo inercial elástico.....	374
2. DESCRIPCIÓN FÍSICA DEL FENÓMENO ELÁSTICO EN UN TRANSITORIO.....	375
2.1. Primera Fase. ....	376
2.2. Segunda Fase. ....	377
2.3. Tercera Fase. ....	377
2.4. Cuarta Fase.....	377
2.5. Evolución de las principales variables a lo largo del transitorio.....	378
3. PARÁMETROS FUNDAMENTALES PARA EL ANÁLISIS DE UN TRANSITORIO ELÁSTICO.....	382
3.1. El pulso de Joukowsky.....	382
3.2. Celeridad del pulso de presión.....	385
Comentarios a la expresión de la celeridad de la onda de presión. ....	388
4. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA. DESCRIPCIÓN MATEMÁTICA DE LOS DIFERENTES MODELOS DINÁMICOS. ....	395
4.1. Condiciones de contorno. ....	396
4.2. Aplicaciones de los distintos tipos de modelo.....	396
5. FUNDAMENTOS DE CÁLCULO DEL MODELO CUASI-ESTÁTICO.....	397
6. INTEGRACIÓN DINÁMICA DE VARIABLES EN EL MODELO CUASI-ESTÁTICO. ....	400
6.1. Técnicas de integración dinámica de caudales en depósitos.....	400
Formulación explícita. Método de Euler.....	400
Método Predictor-Corrector.....	405
Corrección de Rao y Bree del método implícito.....	406
Ejemplos de aplicación de las diferentes técnicas.....	408
6.2. El problema de la asignación de cargas. ....	415
6.3. Modelación de maniobras en válvulas y bombas. ....	418
7. MODELOS DE ANÁLISIS CUASI-ESTÁTICO ACTUALMENTE EXISTENTES. ....	420

8.	EL MODELO ELÁSTICO PARA SISTEMAS COMPLEJOS.....	421
8.1.	Introducción.....	421
8.2.	Integración de las ecuaciones del modelo elástico.....	422
	Naturaleza de las ecuaciones.....	422
	Técnicas de solución.....	422
8.3.	Formulación de un modelo computacional general para análisis de transitorios mediante el modelo elástico.....	424
8.4.	Propagación de las ondas de presión en un modelo elástico.....	425
	Introducción.....	425
	Definición de coeficientes de reflexión y transmisión.....	426
	Aplicación de los coeficientes de reflexión y transmisión. Unión simple de dos conducciones.....	428
	Aplicación de los coeficientes de reflexión y transmisión. Extremos finales de las conducciones.....	429
9.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO ELÁSTICO.....	430
9.1.	Ejemplo I. Perturbación originada el cierre de una válvula.....	430
9.2.	Ejemplo II. Perturbación originada por la parada de una bomba en un sistema de impulsión a dos depósitos.....	432
9.3.	Ejemplo III. Perturbación originada por la parada de una bomba en el sistema de alimentación a una red con depósitos de cola.....	435
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	437

## Capítulo 11. Introducción al diseño de redes de distribución de agua.

1.	INTRODUCCIÓN.....	439
2.	FUNDAMENTOS.....	449
2.1.	Relaciones y restricciones de naturaleza hidráulica.....	449
2.2.	Variables de tipo económico.....	451
	Estimación de costes.....	452
	Coste de las tuberías.....	452
	Coste asociado al bombeo.....	453
	Factor de amortización.....	453
3.	DISEÑO FUNCIONAL DE REDES.....	456
3.1.	Aplicación de criterios de velocidad admisible.....	456
3.2.	Aplicación del criterio de pendiente uniforme.....	457
3.3.	Dimensionado de redes malladas.....	460
3.4.	Ejemplo. Dimensionado de una red ramificada.....	463
	Cálculo de los caudales circulantes.....	463
	Selección de diámetros comerciales candidatos.....	464
	Cálculo de las pendientes hidráulica correspondientes a los diámetros candidatos.....	464
	Aplicación del método de velocidad constante ( $v = 1$ m/s).....	465
	Aplicación del método de velocidad máxima con la fórmula de Mougny.....	468
	Método de la pendiente hidráulica uniforme.....	469
4.	CONCLUSIONES.....	473
5.	BIBLIOGRAFÍA.....	474

## Capítulo 12. Modelación de redes de distribución de agua.

1.	INTRODUCCIÓN.....	475
2.	CONCEPTO Y NECESIDADES DEL MODELO MATEMÁTICO.....	476
3.	ELABORACIÓN DEL MODELO.....	479
3.1.	Consideraciones previas.....	479
3.2.	Las fases del modelo.....	480
4.	DESARROLLO DE LAS FASES DEL MODELO.....	480
4.1.	Recopilación de información.....	480
4.2.	Esqueletización de la red.....	482
	Ejemplo 12.1. Obtención de la sección equivalente de un depósito circular.....	483
	Ejemplo 12.2. Numeración de elementos en el modelo.....	486
4.3.	Estudio de consumos y asignación de cargas.....	486
	Consumo contabilizado.....	487
	Consumo no contabilizado.....	487
4.4.	Mediciones en la red.....	489

5.	BIBLIOGRAFÍA.....	500
----	-------------------	-----

### Capítulo 13. Análisis de caudales para modelación y diseño de redes de distribución de agua.

1.	INTRODUCCIÓN.....	501
2.	CAUDALES PARA MODELACIÓN DE REDES.....	502
2.1.	Balance hídrico de un abastecimiento.....	502
2.2.	Concepto de rendimiento volumétrico de una red.....	504
2.3.	Análisis de caudales en abastecimientos.....	506
3.	CAUDALES PARA DISEÑO DE REDES.....	508
3.1.	Análisis de caudales para asentamientos tradicionales.....	509
3.2.	Análisis de caudales para zonas de uso determinado.....	513
	Zonas residenciales.....	514
	Zonas para equipamientos sociales complementarios.....	516
	Zonas industriales.....	518
	Riego de jardines y limpieza.....	518
	Incendios.....	519
4.	CONCLUSIONES.....	520
5.	BIBLIOGRAFÍA.....	521

### Capítulo 14. Asignación de cargas en los modelos.

1.	INTRODUCCIÓN.....	522
2.	BALANCE HÍDRICO DE UN ABASTECIMIENTO.....	523
2.1.	Distribución espacial y temporal del consumo.....	523
2.2.	Análisis de consumos y determinación de caudales medios.....	525
2.3.	Obtención del caudal medio correspondiente a un instante actual.....	526
2.4.	Fuentes de error en la determinación de los consumos.....	527
2.5.	Obtención de una estimación del caudal proyectado.....	528
3.	TÉCNICAS DE ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	529
3.1.	Asignación de consumos unitarios por calle.....	530
3.2.	Asignación por derivaciones de líneas y nudos.....	531
3.3.	Asignación por zonas del modelo.....	533
3.4.	Asignación directa por acometidas.....	536
3.5.	Asignación de las pérdidas volumétricas debidas a las fugas en la red.....	538
	Corrección de la demanda mediante el rendimiento.....	539
	Representación de las fugas como consumos dependientes de la presión.....	539
	Asignación del caudal de fugas mediante un caudal medio constante.....	539
	Comparación de los distintos métodos propuestos.....	539
3.6.	Asignación de cargas para un escenario futuro (Modelo con consumos proyectados).....	540
4.	ESTUDIOS PREVIOS REALIZADOS PARA DETERMINAR EL CAUDAL PUNTA EN UNA INSTALACIÓN.....	541
4.1.	Introducción a la naturaleza estadística del consumo instantáneo de agua.....	541
4.2.	Algunas aproximaciones al cálculo del caudal máximo.....	543
	Arizmendi (1991).....	543
	Lingereddy et al. (1998).....	543
	Buchberger y Wu (1995).....	544
5.	.....	544
6.	PROCEDIMIENTO PARA LA ASIGNACIÓN DE CARGAS A UN MODELO DE DETALLE.....	544
6.1.	Planteamiento general.....	544
6.2.	Ordenación Topológica de la red.....	546
6.3.	Cálculo de un caudal extremo para una red mallada.....	547
	Ordenación topológica de la red.....	547
	Determinación del número de abonados abastecidos.....	547
	Cálculo del coeficiente de punta en cada línea.....	548
	Cálculo del caudal punta en cada línea.....	548
	Determinación de las demandas a cargar en cada nudo.....	550
	Ejemplo de cálculo de caudales punta en redes malladas.....	550

1. LOS ABASTECIMIENTOS URBANOS DE AGUA. SITUACIÓN ACTUAL Y RETOS FUTUROS.	1.9
7. BIBLIOGRAFÍA.....	556

## Capítulo 15. Técnicas de diseño de redes.

1. INTRODUCCIÓN .....	558
2. MÉTODO DE LA SERIE ECONÓMICA.....	559
2.1. Introducción .....	559
2.2. Hipótesis .....	559
2.3. Dimensionado económico de una serie de tuberías alimentada con altura de cabecera prefijada	560
2.4. Dimensionado económico de una serie de tuberías alimentada con una altura de cabecera desconocida.	565
2.5. Aplicación al dimensionado de redes ramificadas.....	568
Ejemplo: Dimensionado de una la red ramificada con altura de cabecera conocida .....	570
Cálculo de los caudales circulantes .....	571
Selección de diámetros comerciales candidatos .....	571
Cálculo de las pendientes hidráulica correspondientes a los diámetros candidatos.....	572
Resolución mediante el método de la Serie Económica (SE) .....	573
Ejemplo: Dimensionado de una la red ramificada con altura de cabecera incógnita.....	580
Estimación de costes y factor de amortización .....	581
Normalización de las líneas de la red: .....	586
Resultados finales: .....	587
2.6. Aplicación al dimensionado de redes malladas.....	588
Ejemplo: Cálculo de los caudales económicos .....	589
3. MODELO DE PROGRAMACIÓN LINEAL. ....	590
3.1. Introducción Descripción del modelo adoptado. ....	590
3.2. Formulación matemática .....	592
3.3. Consideraciones sobre la resolución del problema .....	594
Ejemplo: Dimensionado de una red ramificada mediante un modelo de PL .....	596
3.4. Aspectos particulares del problema.....	601
Optimización con altura de cabecera fija:.....	601
Restricciones de velocidad.....	602
Costes energéticos.....	603
Múltiples estados de carga.....	604
Dimensionado de ampliaciones.....	604
Limitación de presiones máximas .....	605
Inclusión de otros costes de inversión .....	605
4. CONCLUSIONES .....	606
5. BIBLIOGRAFÍA.....	609

## Capítulo 16. Aplicación de los SIG en el modelado y proyecto de redes de distribución de agua.

1. INTRODUCCIÓN .....	612
2. UTILIZACIÓN DE LOS SIG EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE. ....	613
2.1. Estructura general de la gestión de un abastecimiento apoyada en un SIG. ....	613
2.2. Aplicación de los SIG a la creación de nuevas infraestructuras.....	616
Planificación de un abastecimiento.....	616
Diseño de la red.....	617
Proyecto de la red .....	619
2.3. Aplicación de los SIG en la creación de modelos matemáticos de la red de distribución.....	621
Utilización del SIG durante la creación del modelo. ....	622
Aportación de los SIG al mantenimiento de los modelos matemáticos.....	623
2.4. Aplicación de los SIG a la operación y el control de la red. ....	623
Control de la red .....	624
Gestión de maniobras de cierre parcial. ....	626
Cálculo de los indicadores de gestión. ....	628
Generación y gestión de sectores en la red.....	629
Control y gestión de pérdidas volumétricas.....	632
2.5. Aplicación de los SIG a la gestión de las infraestructuras existentes.....	635
Gestión del inventario.....	636

	Mantenimiento preventivo.....	637
	Mantenimiento correctivo.....	639
	Rehabilitación y renovación de la red.....	640
3.	CONCLUSIONES.....	641

## Capítulo 17. Regulación de redes.

1.	NECESIDAD DE LA REGULACIÓN.....	645
2.	CURVA DE CONSIGNA. RENDIMIENTO DE LA REGULACIÓN.....	647
2.1.	Curva de consigna.....	647
2.2.	Rendimiento de la regulación.....	650
3.	.....	650
4.	ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE REGULACIÓN DE UN ABASTECIMIENTO.....	650
4.1.	La regulación mediante depósitos.....	651
4.2.	La regulación mediante inyección directa.....	652
5.	REGULACIÓN MEDIANTE DEPÓSITOS.....	653
5.1.	Clasificación de los depósitos.....	653
5.2.	Emplazamiento de los depósitos.....	655
5.3.	Cota de los depósitos.....	656
5.4.	Características constructivas y elementos auxiliares.....	656
5.5.	Depósitos intermedios.....	663
5.6.	Depósitos de regulación en cabecera de la red.....	666
5.7.	Depósitos de compensación y de cola.....	671
5.8.	Torres de presión.....	674
5.9.	Recipientes a presión (calderines).....	675
5.10.	Optimización del sistema bomba-tubería-depósito.....	683
6.	TIPOS DE CONTROL DEL PUNTO DE FUNCIONAMIENTO.....	685
6.1.	Control manométrico.....	685
6.2.	Control caudalimétrico.....	686
6.3.	Control Vogel.....	687
7.	LA REGULACIÓN MEDIANTE INYECCIÓN DIRECTA.....	688
7.1.	Bombas de velocidad fija en paralelo.....	688
7.2.	Bombas de velocidad variable.....	691
7.3.	Regulación compartida entre bombas de velocidad fija y de velocidad variable.....	694
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	696

## Capítulo 18. Elementos y dispositivos para el control de fenómenos transitorios en sistemas de abastecimiento.

1.	INTRODUCCIÓN.....	697
2.	METODOLOGÍAS A SEGUIR EN EL CONTROL DE TRANSITORIOS.....	697
3.	VOLANTES DE INERCIA.....	699
4.	VÁLVULAS DE CIERRE PROGRAMADO.....	700
4.1.	Concepto de cierre rápido y cierre lento.....	700
4.2.	Ejemplo: Estudio del cierre de válvula más adecuado para una instalación.....	701
	Estudio de cierres rápidos en la conducción.....	702
	Estudio de cierres lentos.....	703
4.3.	Ejercicio. Deducción de la fórmula de Michaud.....	704
4.4.	Los cierres reales de válvulas.....	705
4.5.	Ejemplo: Cierre programado de una válvula.....	708
4.6.	Diseño de la maniobra de cierre de la válvula de una estación de bombeo.....	710
5.	VÁLVULAS DE RETENCIÓN.....	713
5.1.	Ejemplo: Experiencia práctica sobre el check valve slam originado por un calderín.....	718
5.2.	Ejemplo: Empleo de válvulas de retención escalonadas.....	720
5.3.	Empleo de contrapesos para temporizar el cierre de las válvulas de retención.....	722
6.	CHIMENEA DE EQUILIBRIO.....	723
6.1.	Funcionamiento de la chimenea de equilibrio.....	723
6.2.	Ventajas e inconvenientes de la chimenea de equilibrio.....	724
7.	TANQUES UNIDIRECCIONALES.....	725
7.1.	Funcionamiento del tanque unidireccional.....	725

1. LOS ABASTECIMIENTOS URBANOS DE AGUA. SITUACIÓN ACTUAL Y RETOS FUTUROS.	1.11
7.2. Ventajas e inconvenientes de los tanques unidireccionales.....	727
8. CALDERÍN DE AIRE .....	728
8.1. Utilización del calderín.....	728
8.2. Ventajas e inconvenientes del calderín.....	730
9. INSTALACIÓN DE BY-PASS EN LAS CONDUCCIONES .....	731
10. VÁLVULAS DE ALIVIO.....	733
10.1. Tipos de válvulas de alivio.....	734
Válvulas de resorte.....	735
Válvulas compensadas .....	737
10.2. Dimensionado de válvulas de alivio.....	740
11. VENTOSAS.....	741
12. VALVULAS ANTIARIETE.....	745
13. BIBLIOGRAFÍA.....	748

## Capítulo 19. Pérdidas de agua y rendimientos en abastecimientos.

1. INTRODUCCIÓN .....	749
2. DEFINICIONES .....	750
3. VALORACIÓN DEL RENDIMIENTO DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN .....	750
3.1. Aspectos económicos en la reducción de fugas.....	751
3.2. Nivel económico de las Fugas .....	754
3.3. Control activo de fugas.....	756
4. DIAGNOSTICO DE PÉRDIDAS DE AGUA, EVALUACIÓN DE LA INTEGRIDAD DE LA RED .....	756
4.1. Manejo de la presión .....	757
4.2. Métodos de evaluación.....	758
Observación Pasiva .....	758
Auditorias .....	758
Medición continua de flujo.....	759
Medición del consumo cero .....	759
Pruebas hidrostáticas .....	759
Métodos combinados de balance de agua .....	759
4.3. Sensores utilizados para evaluación de la red .....	760
Medidores de caudal.....	760
Medidores de nivel.....	763
4.4. Evaluaciones computarizadas de la red .....	764
4.5. Planeamiento de la detección de fugas y reparaciones.....	764
5. LOCALIZACIÓN DE FUGAS .....	767
5.1. Métodos Acústicos .....	768
5.2. Localización acústica de fugas con correladores.....	769
5.3. Localización de fugas utilizando termografía infrarroja .....	770
5.4. Localización química de fugas.....	771
5.5. Localización mecánica de fugas.....	772
5.6. Utilización de Radares para la búsqueda de fugas.....	773
5.7. Método de análisis de transitorios .....	773
5.8. Metodología de simulación de transitorios .....	774
5.9. Dificultades presentadas en la localización de fugas .....	775
6. INVESTIGACIONES: ESTADO DEL ARTE .....	776
7. CONCLUSIONES .....	777
8. BIBLIOGRAFÍA.....	778

## Capítulo 20. Planificación y rehabilitación de redes de abastecimiento.

1. INTRODUCCIÓN .....	779
2. DEFINICIONES .....	780
3. CONSIDERACIONES GENERALES.....	780
3.1. Diagnóstico.....	781
3.2. Durabilidad.....	781
3.3. Condiciones estructurales.....	781
3.4. Diseño, funcionamiento hidráulico.....	781
3.5. Aspectos constructivos.....	781
Seguridad.....	782



	Labores Preliminares.....	782
	Métodos Constructivos.....	782
	Supervisión.....	782
3.6.	Costos .....	783
4.	TIPOS DE FALLAS EN TUBERÍAS DE ABASTECIMIENTO.....	783
4.1.	Fallas debidas a la instalación.....	785
4.2.	Fallas debidas a cargas .....	785
	Condiciones de servicio.....	785
	Fallas debidas a condiciones accidentales.....	786
	Fallas debidas a desplazamientos de suelo.....	786
	Fallas debidas a temperaturas extremas .....	787
	Fallas debidas a la degradación .....	787
5.	TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.....	789
5.1.	Reemplazo de tuberías.....	791
	Pipe Bursting .....	792
	Pipe Replacement.....	793
	Microtunneling (Pipe Eating).....	793
	Excavaciones a cielo abierto .....	794
	Zanjas estrechas .....	795
5.2.	Renovación de tuberías .....	795
	Revestimientos.....	795
6.	COSTOS DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN .....	805
7.	.....	816
8.	INVESTIGACIONES: ESTADO DEL ARTE .....	816
9.	CONCLUSIONES .....	819
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	820

## CAPÍTULO 1

# LOS ABASTECIMIENTOS URBANOS DE AGUA. SITUACIÓN ACTUAL Y RETOS FUTUROS.

Rafael Pérez García  
Vicente S. Fuertes Miquel  
Francisco J. García Mares  
Gonzalo López Patiño

### 1. INTRODUCCIÓN.

Tradicionalmente, el estudio de los sistemas de abastecimiento de agua ha estado enfocado bajo el punto de vista de la Ingeniería, precisamente la orientación que adopta este libro. Otras disciplinas del conocimiento, tales como la Economía, la Sociología o la Historia no han un gran tenido interés por los sistemas de abastecimiento de agua (y otros servicios públicos) hasta épocas muy recientes. Por esta razón aprovecharemos el capítulo inicial para tomar distancia sobre el problema del abastecimiento de agua y tratar de algunas cuestiones que configuran el estado actual de la cuestión y en las que no se incide en el resto de capítulos.

Tampoco podemos olvidar que precisamente las aplicaciones de Ingeniería están, en este caso, supeditadas a unos fines y necesidades de naturaleza compleja, en la que participan elementos sociales, económicos y normativos.

El sesgo hacia la Ingeniería ha ido cambiando sin duda con el tiempo y lo seguirá haciendo en los próximos tiempos hacia enfoques multidisciplinares, debido fundamentalmente al protagonismo creciente de los instrumentos económicos en la gestión y de una mayor demanda de regulación y normativa referente a diferentes aspectos de este servicio fundamental.

No podemos decir en absoluto que se hayan agotado las posibilidades de la Ingeniería en las actuaciones sobre los abastecimientos de agua, puesto que la técnica posibilita depurar aguas de baja calidad por métodos físicos, químicos y biológicos hasta extremos cercanos a los que proporciona la destilación, incluso podemos aprovechar el agua salobre o marina, eliminando su contenido salino hasta límites permisibles para su consumo humano o para riego, pero la tecnología no va a proporcionar más agua de la que tenemos disponible, al menos en cantidades razonables como puede requerir cualquiera de los posibles usos consuntivos. Por ello cada vez adquieren un mayor protagonismo los mecanismos de gestión del recurso, puesto que está limitado de forma natural por su disponibilidad.

El agua para consumo doméstico presenta características diferenciadas sobre otros usos, como el agrícola, industrial, ornamental, ecológico. En primer lugar se trata del uso

prioritario del agua disponible, esto es, el primer uso que se garantiza en caso de competencia con otros: parece lógico que la supervivencia sea prioritaria a cualquier otro fin.

A pesar del aspecto obvio del enunciado anterior, con el que seguramente todos coincidimos, en ocasiones el uso para consumo humano parece no contar con el protagonismo que merece, debido a que cuantitativamente representa una porción relativamente pequeña (entre un 12% y un 14% según distintas fuentes) frente a los usos consuntivos (80% en agricultura y un 6%-8% en usos industriales).

Por esta razón, cuando se trata el problema del agua en términos de recursos globales disponibles, el abastecimiento de agua para uso doméstico solamente merece pequeñas reseñas; véase a este respecto las escasas referencias contenidas en el *Libro Blanco del Agua* (Ministerio de Medio Ambiente, 2001).

El agua para consumo humano no es comparable con, por ejemplo, el agua utilizada para el regadío. Los requisitos de calidad requeridos para el agua para consumo humano son los más exigentes y por ello requiere la aplicación de procedimientos de potabilización que imputan costes nada despreciables. Por otra parte, el agua para el consumo humano se sirve a través de las conducciones de distribución a presión, lo que implica la necesidad de aportes energéticos para bombearla. Se trata por tanto de un producto de valor añadido cuyo tratamiento previo antes de llegar al consumidor es un proceso industrial en toda regla.

A tenor de lo expuesto cabe la tentación de considerar el agua potable como un producto de consumo más, y de algún modo lo es, pero sigue siendo un recurso renovable pero limitado, y las reglas que configuran su gestión deben tener muy presente esta circunstancia.

El agua consumida para usos agrícolas o industriales puede considerarse como un recurso productivo, mientras que el agua para uso doméstico implica únicamente la satisfacción de una necesidad vital, improductiva, si deseamos calificarla de este modo, al menos de forma directa.

Sin embargo, y aquí nos encontramos con una curiosa paradoja, a pesar de que el agua potable tiene una importancia limitada en términos volumétricos dentro de los usos consuntivos, representa la partida más importante en términos económicos. En las *Cuentas Satélite del Agua 1996-99* (Instituto Nacional de Estadística) encontramos que el volumen de agua dedicado en España a los usos agrícola, industrial y servicios fue en 1999 de 21.498,7 hm<sup>3</sup> (90,1 % del total) y el correspondiente a consumo de los hogares fue de 2.354,4 hm<sup>3</sup> (9,1 % del total). Sin embargo, en el mismo informe, encontramos que, en términos monetarios, los consumos agrícola, industrial y servicios representaron 203.866 millones de pesetas (46 % del total) mientras que el consumo en los hogares fue de 239.196 millones de pesetas (54 % del total).

Estas cifras ponen de manifiesto que, más allá del valor añadido que inducen los procesos de potabilización y presurización, el agua potable está siendo tratada económicamente como un bien de consumo en toda regla, lo que no es inadecuado, como intentaremos demostrar a lo largo del capítulo, pero también es cierto que compite en desventaja frente al tratamiento económico de favor que reciben otros usos consuntivos y no consuntivos.

El gasto en agua potable representa en España, según provincias, entre un 0,4% y un 1,5% del presupuesto familiar medio, por lo que no podemos decir que resulte un servicio caro, al menos en relación a otro tipo de servicios y utilidades públicas como la energía

eléctrica, el gas o las comunicaciones telefónicas. Sin embargo, el punto de vista del consumidor sobre el agua potable suele ser una tanto contradictorio en el sentido de que sintiéndose propietario del recurso (la Ley de Aguas consagra el agua como un bien de titularidad pública) debe de pagar por disponer de él. La respuesta a esta contradicción está en el pago del servicio, que cubre no el coste del agua, puesto que no lo tiene, sino el coste del proceso de potabilización, aporte de energía y distribución a través de un complejo sistema de tuberías. Aunque efectivamente estamos pagando por el volumen consumido, no estamos pagando el agua, sino la intensidad en el uso del servicio relacionada con dicho volumen.

Nuestro país no se caracteriza por seguir unas pautas uniformes en cuanto al precio del servicio de abastecimiento y nos encontramos situaciones muy alejadas entre si, como el elevado precio que están pagando los usuarios de Gran Canaria por un agua procedente de una planta desaladora frente a un servicio totalmente gratuito en determinadas poblaciones pequeñas. También es cierto que cada vez son menos las poblaciones en las que no se cobra el servicio del agua y aunque lentamente, parece existir una tendencia a repercutir los costes reales sobre los usuarios.

Otra de las características en el abastecimiento contemporáneo, al menos en España, aunque no en los países del norte de Europa, ha sido la migración desde un uso predominante de recursos subterráneos hacia un mayor uso de recursos superficiales. Tradicionalmente, la perforación de pozos y galerías, con el consiguiente aprovechamiento del agua subterránea ha sido la vía más rápida y sencilla para disponer del recurso *in situ*.

En tiempos pasados, la presión demográfica y la densidad de población eran menores que hoy en día, y por ello no resultaba preocupante la explotación del agua subterránea, de cuyas limitaciones, por otra parte, se tenía un conocimiento limitado.

Las razones para el cambio son variadas, pero quizás una de las más importantes sea la calidad del agua para consumo, puesto que el agua subterránea es mucho más vulnerable a la contaminación por sustancias filtradas a través del suelo.

Cada vez es mayor la cantidad de residuos provenientes de diversas actividades humanas que pueden afectar significativamente a la calidad del agua subterránea, como bien nos ha mostrado la afección en el nivel de nitratos en toda la cuenca mediterránea, provocada por las actividades agrícolas. Por otra parte, el tiempo de residencia del agua subterránea es superior al de las aguas superficiales, lo que aumenta la probabilidad de recibir sustancias contaminantes.

También hay que decir a este respecto que en Europa comienza a aparecer ahora una preocupación creciente sobre las presiones que está sufriendo el agua subterránea. En términos porcentuales, el 75% de las abstracciones de agua en la UE corresponden a las aguas superficiales, y el 25% a las aguas subterráneas, pero para el uso específico del abastecimiento de agua estos porcentajes se invierten.

## 2. HISTORIA RECIENTE DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA.

El servicio de abastecimiento de agua urbano, tal y como hoy en día lo conocemos, con una determinada estructura y funcionamiento, es relativamente reciente. Naturalmente, el transporte y distribución de agua realizado mediante canalizaciones y conducciones cuenta con una historia muy extensa, que se remonta prácticamente a la existencia de comunidades humanas gregarias.

Todos conocemos las obras hidráulicas realizadas en el Imperio Romano o las de la época de esplendor de los árabes y suscita una gran curiosidad el ingenio con el que eran resueltos los problemas inherentes a la elevación de aguas, el transporte y su reparto.

Sin embargo, es necesario esperar hasta mediados del siglo XIX para encontrar un esquema claramente definido de lo que denominaremos un sistema de abastecimiento urbano

No es nuestra intención hacer un repaso de la historia de la tecnología afecta al abastecimiento de agua, como sería la lógica tentación en un texto con esta orientación, sino más bien repasar las condiciones socioeconómicas, sanitarias y demográficas que han conducido a los abastecimientos de agua a la configuración que actualmente poseen.

Como ya indicábamos, los orígenes de nuestros sistemas modernos de abastecimiento se encuentran a mediados del siglo XIX, en plena revolución industrial, con el comienzo de la *segunda ola* de Toffler que moviliza a la población rural hacia las grandes ciudades en busca de oportunidades y de sustento. La concentración de la población en las grandes urbes motiva un replanteamiento en profundidad y con urgencia de los servicios comunes, entre los que se encuentra el abastecimiento de agua y la evacuación de agua residuales.

Juan de Dios Trillo (1995) establece tres etapas en la evolución reciente de los sistemas de saneamiento, que son las siguientes:

- *Etapas 1: Protección sanitaria:* El objetivo principal es la protección de la salud pública frente a la pobre calidad del agua de abastecimiento debida a los vertidos producidos por las actividades humanas. Se introduce por primera vez el concepto de *contaminación*, sobre la base del potencial para producir enfermedades y condiciones insalubres. Esta etapa podría abarcar desde mediados del s. XIX hasta la mitad del s. XX.
- *Etapas 2: Protección de otros usos del agua:* A partir de la década de 1950 y a la luz de los enormes cambios experimentados por la sociedad, se reemplaza progresivamente el concepto de *contaminación* por el de *calidad del agua*.

Varios factores, tales como el crecimiento y la concentración de la población en los centros urbanos, el aumento del consumo de agua per cápita, con el consiguiente aumento de los vertidos de agua residual, y el papel de la industria como gran productor de contaminación, tanto cuantitativamente como cualitativamente por la introducción de una amplia gama de compuestos químicos en sus vertidos, han influido en el desplazamiento de los objetivos, inicialmente centrados en el control de la contaminación para la protección de la salud, hacia un objetivo de protección de intereses relacionados con otros usos del agua, además del abastecimiento. Las etapas que se ha ido cubriendo van desde la catalogación de usos a proteger y la ampliación del concepto de contaminación según los usos, llegando finalmente al concepto de calidad del agua que actualmente manejamos.

- *Etapas 3: Protección del medio ambiente:* Con el aumento del progreso económico, la escala de los intereses de nuestra sociedad va tomando un cariz ecológico, experimentando un aumento de la concienciación y preocupación por el entorno natural. En esta etapa, la preservación de la calidad del agua pasa a ser un objetivo en si mismo, además de serlo para fines determinados de uso, simplemente para el mantenimiento de las condiciones ambientales de conservación del medio natural.

Podemos calificar esta etapa como una migración entre la protección de los usos del agua hacia la protección del propio recurso.

Cada una de las etapas descritas por Trillo ha supuesto el establecimiento de unas líneas estratégicas de actuación que han motivado una evolución determinada del concepto de saneamiento, utilizando y aplicando técnicas y sistemas cada vez más complejos para la consecución de dichos objetivos.

Aparte del enfoque sanitario o ambiental, cabe plantearse la evolución del servicio de abastecimiento bajo la perspectiva social y de organización. Así Mates (2001a) introduce el concepto de *redes técnicas urbanas*, referido a los servicios de transporte urbano, alumbrado público, energía, gas, agua y saneamiento, entre otros, que se caracterizan por funcionar de forma permanente gracias a la intervención de tecnologías adecuadas y de una organización controlada por entes públicos; dicho de otro modo, la gran novedad no es la existencia de los sistemas (cuya historia es mucho más dilatada) sino su organización generalizada siguiendo estas pautas, cuya aplicación puede tener una antigüedad de unos 150 años.

La aplicación del concepto de red, en el caso del abastecimiento y el saneamiento, está íntimamente ligado a la innovación tecnológica, primero con el objetivo de eliminar las epidemias, mejorando la calidad del agua servida y posteriormente, incrementando los niveles de higiene de la población por una mayor uso del agua para este fin, la generalización en la limpieza de las calles y la implementación progresiva de redes de abastecimiento con gran capacidad de conducción y distribución de agua a presión, primero en las grandes ciudades y posteriormente de forma progresiva, en ciudades más pequeñas.

En la referencia de Mates (2001b), se presenta una interesante contraposición entre lo que el autor denomina los sistemas clásicos y modernos de agua potable. Las características del sistema clásico se pueden resumir en cuatro:

- Escaso consumo per cápita, situado en un mínimo que puede denominarse biológico y que alcanzaba los 5-10 litros por persona y día.
- En segundo lugar, destacan los diversos tipos de suministros colectivos (acequias de riego o acueductos) o individuales (pozos y aljibes domésticos).
- El tercer rasgo está determinado por las limitaciones técnicas, referidas especialmente al carácter lineal de los acueductos o la imposibilidad de acceder a todas las fincas urbanas. Asimismo existía poco control sobre la calidad del agua, excepto algunas medidas higiénicas de índole general.
- Por último, no se puede olvidar que el sistema clásico se encontraba inmerso en un sistema agrícola mucho más amplio, donde el predominio del regadío es casi absoluto sobre otros usos o consumos que se consideran meramente subsidiarios.

Bajo el punto de vista de la oferta, el sistema clásico de agua potable se ha caracterizado por su escasa aportación per cápita y por su incapacidad para corregir la irregularidad que originaban las épocas de sequía. No se puede olvidar que la mayor parte del abastecimiento a las ciudades se hizo a través del aprovechamiento de las aportaciones que realizaba la propia naturaleza.

La transición hacia el llamado sistema moderno se realiza lentamente durante aproximadamente un siglo comenzando con la segunda mitad del siglo XVIII. Dicha transición comienza por la aparición de nuevas necesidades, bien sea por el incremento de la presión demográfica (crecimiento de las ciudades), la disminución de los recursos disponibles para hacer frente a las demandas de agua, o el deterioro en la calidad de los recursos existentes por el aumento de los residuos generados en las ciudades.

El sistema moderno de abastecimiento de agua comienza, como ya hemos apuntado, hacia mediados del XIX en la etapa de industrialización. Podemos resumir sus características principales en las siguientes:

- En primer lugar, el crecimiento del consumo per cápita hasta niveles no conocidos hasta el momento, que en ocasiones superaba los 250-300 litros por habitante y día.
- El predominio casi absoluto de las redes colectivas, concepto moderno que se impone progresivamente como parte de la organización del espacio urbano.
- La aparición de nuevos recursos técnicos en la era industrial, como son el agua a presión, el sistema de conducciones, la extensión del sistema a toda la población y el control de calidad. La distribución mediante una red se caracteriza porque suministra agua a una mayoría de la población, su caudal era relativamente importante y su diseño se llevaba a cabo en función de las necesidades que se estimaban para los puntos terminales (suministro domiciliario, fuentes, bocas de incendios, etc.). La concepción de sistema en red se impuso de forma tardía, debido a las dificultades de tipo técnico (cálculo hidráulico) y de tipo financiero.
- La organización del sistema.
- La especialización en el suministro del agua.

Las diferencias más acusadas entre los sistemas modernos y los clásicos, están basadas en los niveles de oferta y demanda, así como en las diferencias técnicas y de organización.

Un punto especialmente importante es el salto que se produce en las demandas de agua, pasando de unos 5-15 litros por habitante y día a unos 80-300 litros por habitante y día. Pese al incremento de la oferta de agua, la presión ejercida por el consumo llevó a una insuficiencia crónica a muchos sistemas, lo que trajo consigo la necesidad de buscar nuevos puntos de captación y el incremento de la red de distribución. Naturalmente, la captación tradicional de aguas subterráneas comienza a ser insuficiente y obliga a buscar nuevos aportes superficiales.

La consideración del agua como bien público en el sistema antiguo cambia para ser tomada como un bien ordinario en el momento en que las acometidas comienzan a realizarse en las viviendas y dejan de ser públicas.

No se puede olvidar en esta transición el papel de la tecnología, tanto por la aparición de nuevos materiales como el desarrollo de las tecnologías industriales aplicadas en la distribución de agua.

Desde el punto de vista económico, la transición ha encontrado algunas dificultades, especialmente en lo referente al carácter público y privado. Por una parte, las economías de escala y las consideraciones de tipo social le dan un carácter de bien público abierto a todos y con tendencia a la gratuidad. Ciertos servicios relacionados reforzaban el carácter colectivo, tales como el servicio de incendios, el riego de parques, limpieza de calles y el alcantarillado. Por otra parte, la expansión de los sistemas de abastecimiento requería fuertes inversiones de capital, cuya aportación se justifica por las economías de escala, pero que a la vez dota al sistema de unas características de monopolio natural: a estar configurado como un sistema de red, el abastecedor es único para todo el sistema.

La tendencia a la unificación y a la concentración propicia la aparición de esta situación de monopolio natural, que en la etapa anterior era precisamente la excepción, pues las fuerzas del mercado eran las que determinaban la situación.

A finales del XIX se comienza a configurar el marco legislativo para la gestión del agua, y aparece la necesidad de imponer tarifas sobre el uso del agua para poder hacer frente a las inversiones y las necesidades operativas de los sistemas. Durante esta etapa se consolida la participación de empresas privadas como agente intermedio en la prestación del servicio. Habitualmente, las concesiones se adjudicaban por períodos muy largos, y con cierta falta de control por parte de los ayuntamientos. De algún modo se pierde parte de la consideración del agua como bien social, en detrimento de su gestión como un bien de consumo.

Esta situación comienza a cambiar en parte ya durante la dictadura de Primo de Rivera y posteriormente durante la época franquista, en la que se recupera el control público de buena parte de los abastecimientos, bien sea por la prestación directa por parte de los ayuntamientos, o bien por el incremento en la tutela de la actividad de las empresas concesionarias. Las razones de este cambio residen en cuestiones políticas, en una mayor desarrollo de la capacidad económica y de gestión de los ayuntamientos y la convicción sobre la rentabilidad financiera y social que tenía el control del agua.

En la época de los planes de desarrollo, a partir de los años 60, se impulsa el establecimiento de redes de abastecimiento en municipios pequeños, y de nuevo, el Estado requiere el apoyo y la intervención de la empresa privada en la prestación del servicio.

La evolución posterior del problema ha ido sacando a la luz las limitaciones de los gestores públicos y ha vuelto a dotar de un papel importante a las empresas privadas. El progresivo endeudamiento de los ayuntamientos en los últimos tiempos a motivado una nueva ola de privatizaciones del servicio. La modalidad que parece más extendida en el momento actual es la de creación de empresas mixtas en las que el ayuntamiento o las diputaciones conservan parte del control del abastecimiento en un plano de igualdad con la empresa privada.

### 3. EL AGUA COMO RECURSO RENOVABLE: EL CONCEPTO DE SOSTENIBILIDAD

#### *El agua como recurso*

Como se indica muy acertadamente en el preámbulo de la Ley de Aguas (1985), *“el agua es un recurso natural escaso, indispensable para la vida y para el ejercicio de la inmensa mayoría de las actividades económicas; es irremplazable, no ampliable por la mera voluntad del hombre, irregular en su forma de presentarse en el tiempo y en el espacio, fácilmente vulnerable y susceptible de usos sucesivos.*

*Asimismo el agua constituye un recurso unitario, que se renueva a través del ciclo hidrológico y que conserva, a efectos prácticos, una magnitud casi constante dentro de cada una de las cuencas hidrográficas del país.*

*Consideradas, pues, como recurso, no cabe distinguir entre aguas superficiales y subterráneas. Unas y otras se encuentran íntimamente relacionadas, presentan una identidad de naturaleza y función y, en su conjunto, deben estar subordinadas al interés general y puestas al servicio de la nación. Se trata de un recurso que debe estar disponible no sólo en la cantidad necesaria sino también con la calidad precisa, en función de las directrices de la planificación económica, de acuerdo con las previsiones de la ordenación territorial y en la forma que la propia dinámica social demanda”.*

#### *Concepto de desarrollo sostenible*

El concepto de desarrollo sostenible está siendo profusamente utilizado desde la Cumbre de Río (1992). El origen del término ha sido reclamado por diversos autores,



aunque las referencias indican que se utiliza por primera vez en 1980 por parte de UICN (*Unión Mundial para la Conservación de la Naturaleza*), organismo privado de investigación creado en 1948. Sin embargo, el término comienza a tener eco en el mundo a partir del informe realizado en 1987 por la Comisión de las Naciones Unidas presidido por G.H. Brundtland, precisamente como preparación de la Cumbre de Río. En este informe se decía que el desarrollo es duradero si “*responde a las necesidades del presente sin poner en peligro las capacidades de las generaciones futuras para hacer lo mismo*”. Lo que en principio parece un enunciado *ecológico*, también es y sobre todo, un enunciado *económico*, puesto que la formulación del concepto de desarrollo sostenible implicaba el reconocimiento de que las fuerzas de la mercado por sí solas abandonadas a su libre dinámica no pueden garantizar la no destrucción de los recursos naturales y del medio ambiente.

El desarrollo sostenible se introdujo como objetivo explícito de la Comunidad Europea en el Acta Única Europea (1987). La obligación de integrar las cuestiones medioambientales en todas las políticas comunitarias se añadió en el Tratado de Maastricht (1992), por el que se estableció la Unión Europea como organización internacional por derecho propio, y posteriormente se reforzó en el Tratado de Amsterdam.

La Oficina Estadística de la Unión Europea (EUROSTAT) trabaja con las estadísticas del agua con el objeto de proporcionar un conjunto básico de datos para la gestión del agua. Recoge datos sobre captación y uso del agua, tratamiento de aguas residuales, generación y vertidos de aguas residuales y producción y eliminación de lodos de depuración en cerca de 40 países (EU-15, Asociación Europea de Libre Comercio-AELC, países candidatos y de los Balcanes) cada dos años. Ulrich Wieland (2002) apunta en una reciente entrevista algunos datos interesantes sobre el agua en Europa:

- Las fuentes principales de abastecimiento en los países de la UE-15 son las aguas superficiales (75%) y aguas subterráneas (25%). En algunos países, España el principal, se está utilizando una porción de recursos no convencionales, como la desalinización y la reutilización.
- Los índices de intensidad de uso del agua se calculan como la razón entre los recursos hídricos renovables totales y la captación total. El índice de intensidad de uso del agua es más elevado en los países meridionales (30 % en España, 32 % en Italia) y más bajo en los países menos poblados (Suecia 1,5 %, Finlandia 2 %).
- La captación anual per cápita difiere de forma importante de un país al otro. Portugal y España extraen más de 1 000 m<sup>3</sup> per cápita, mientras que Dinamarca y Luxemburgo extraen menos de 200 m<sup>3</sup> per cápita al año.
- Por término medio, el 34 % del total de agua dulce que se extrae en EU-15 se utiliza en la agricultura, el 31 % para la producción de electricidad, el 17 % para el suministro público de agua, el 13 % en la industria manufacturera y el 5 % para otros usos. Este indicador muestra un modelo muy desigual entre países. En los países meridionales, el principal destino del agua captada es la agricultura. Representa alrededor del 87 % en Grecia, el 78 % en Portugal, el 68 % en España y el 46 % en Italia. Esta situación contrasta con la de los demás Estados miembros, en los que la proporción es más bien reducida y representa el 4 % en los países occidentales y el 10 % en los nórdicos. La actividad que en los países occidentales requiere una mayor cantidad de agua es la generación de electricidad, que supone casi el 50 % del total de agua captada. En los países meridionales y nórdicos esta actividad utiliza el 24 % y el 3 % respectivamente. La industria manufacturera y el suministro público de agua en los países nórdicos utiliza el

35% y el 32% respectivamente del total de agua captada, frente al 11 % y el 14 % que utiliza la industria manufacturera en los países meridionales y occidentales respectivamente. El suministro público de agua representa en los países meridionales y occidentales el 16 % y el 21 % respectivamente de los usos.

- Los sistemas públicos de alcantarillado recogen los efluentes domésticos junto con las aguas residuales industriales y/o las aguas de escorrentía. Los sistemas del tratamiento de aguas residuales que funcionan de manera eficiente protegen el buen estado de los recursos hídricos, los suelos y la salud humana. A finales de la década de los noventa, alrededor del 80 % de la población de la Unión Europea estaba conectada a sistemas públicos de alcantarillado y el 77 %, a instalaciones de tratamiento de aguas residuales. Más del 80 % de la población de Suecia, Dinamarca y Finlandia está conectada a sistemas avanzados de tratamiento de aguas residuales, el porcentaje más elevado de la UE, seguidos de los Países Bajos (78 %), Alemania (72 %) y Austria (64 %). Se trata de los sistemas más eficaces para tratar la contaminación al actuar sobre contaminantes específicos. En otros países comunitarios, el tratamiento biológico sigue siendo el sistema más común, a excepción de Grecia, donde el tratamiento mecánico es el más frecuente (32 % de la población).

### *El Desarrollo Sostenible en España*

España ha incorporado el objetivo europeo dentro de la denominada *Estrategia Española para el Desarrollo Sostenible*, documento de base que define objetivos de actuación en esta línea. En el documento de consulta sobre la EEDS, elaborado por el gobierno español se contemplan una serie de consideraciones en relación al agua que pasamos a exponer:

- *Agua*: constituye un recurso de disponibilidad relativamente escasa, debido fundamentalmente a la irregularidad espacio-temporal de las precipitaciones. Pese a ello, la demanda continúa en aumento (900 m<sup>3</sup> *per capita*), muy superior a la media europea (662 m<sup>3</sup> *per capita*), debiendo hacer frente con frecuencia al deterioro de la calidad del recurso por su escasa capacidad de autodepuración. El mayor consumo de agua, tanto superficial como subterránea, corresponde a la agricultura (entre el 71% y el 81%), estando previsto un aumento de la superficie en regadío del 7% a corto y hasta del 27% a largo plazo. El segundo uso en cantidad de agua es el abastecimiento público (12%), donde el crecimiento de las áreas urbanas unido a la concentración estacional en las zonas de uso turístico intensivo, puede provocar problemas de abastecimiento.
- *Gestión y uso del agua*: La irregularidad espacio-temporal característica del recurso en España, unida a los efectos del cambio climático obliga a incidir en la necesidad de optimizar la gestión, haciendo especial énfasis en los aspectos de ahorro y reutilización hídrica en todos los ámbitos. Además, deberán adoptarse medidas para la gestión de la demanda consuntiva del agua, y no sólo para su satisfacción, señalando la importancia del Plan Hidrológico Nacional como instrumento para su racionalización. En cuanto a los usos agrarios, se menciona el Plan Nacional de Regadíos como herramienta que establezca unas demandas adecuadas, señalando la conveniencia de utilización de sistemas eficientes de riego y el fomento de cultivos con menores requerimientos hídricos. La conservación de los acuíferos es otro de los objetivos perseguidos, evitando la sobreexplotación.

- *Calidad del agua:* se incide en incrementar las garantías en la calidad de los vertidos urbanos e industriales, aplicando los correspondientes sistemas de depuración previa en todos los casos y evitando el vertido no autorizado. En el ámbito agrario se propone fomentar la aplicación de buenas prácticas agrarias y pecuarias, como la gestión integrada de estiércoles, para evitar la aparición de fenómenos de contaminación difusa. Deberá impulsarse el esfuerzo de acción coordinada e integrada interadministraciones. Por último, se destaca la necesidad de disponer de una información eficaz al respecto, para lo que deberán adecuarse las redes de control y medición de la calidad del agua.

El documento ha sido revisado por el Consejo Económico y Social, como órgano consultivo, y sobre el mismo emitió un informe el pasado febrero del 2002, al que nos vamos a referir a continuación, puesto que destaca algunas carencias en el planteamiento.

Sobre el apartado *Agua*, el informe del CES apunta que cabe indicar, de modo previo, que los datos que ofrece son claramente mejorables. Así, no se hace suficiente distinción entre usos consuntivos (con sus clásicos sectores de abastecimiento urbano, regadío e industria) y usos no consuntivos (como los hidroeléctricos, refrigeración de procesos industriales y energéticos, piscicultura continental y otros), con lo que las cifras resultan confusas de cara a tener una visión adecuada sobre la presión (relación usos/recursos) a la que se ven sometidos los recursos naturales. Igualmente, faltan algunas cifras sobre el sector de abastecimiento. La mejora de estos datos podría hacerse a partir del Libro Blanco del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, de las estadísticas del INE sobre el sector, y de las encuestas periódicas que realiza la Asociación Española de Abastecimiento y Suministro de Agua (AEAS).

Al margen de esa consideración previa el CES subraya, en primer lugar, que el apartado no destaca adecuadamente la característica distintiva de España en relación con muchos otros países de la Unión Europea: el carácter semiárido de gran parte del territorio, que obliga a un uso elevado de recursos para la agricultura con sus exigencias de grandes infraestructuras de regulación y transporte. Los cultivos españoles no se pueden alimentar directamente de la lluvia, como en los países del centro y norte de Europa, lo que contribuye a que las cifras globales de consumo no sean comparables entre España y dichos países.

Hay que recordar, por otra parte, que este apartado corresponde a un capítulo (el número 2 del Documento de consulta) que no versa sólo sobre aspectos de diagnóstico, sino también sobre *«tendencias relevantes para la sostenibilidad»*. Llama la atención, así, que no contenga referencias ni a la Directiva Marco del Agua (DMA), que plantea requisitos precisamente sobre la sostenibilidad del recurso, ecosistemas asociados y abastecimiento a la población y que será el marco en el que deberá desarrollarse la política del agua en las próximas décadas, ni al recientemente promulgado Plan Hidrológico Nacional, que también establece determinaciones sobre los recursos y usos en el marco de la sostenibilidad.

En relación con la Directiva Marco del Agua, se echa de menos en varios apartados del Documento de consulta una mejor referencia y asunción de la misma, tanto en los aspectos de cantidad como de calidad de las masas de agua destinadas (o que se puedan destinar en el futuro) al abastecimiento de agua a la población. También se echa en falta la consideración de las determinaciones de la Directiva Marco del Agua en cuanto a:

- Protección de las masas de agua, superficiales y subterráneas, utilizadas para la captación destinada al consumo humano o que pudieran destinarse a tal uso en el futuro (artículo 7.3 de la DMA).
- Evitar el deterioro de la calidad de dichas masas de agua, contribuyendo así a reducir el tratamiento de purificación necesario para la producción de agua potable (mismo artículo 7.3 de la DMA).
- Extensión de los sistemas de abastecimiento y depuración, en su aspecto de «servicio de interés general en Europa» (considerando 11 de la DMA).

En relación al punto referente a la *Gestión y Uso del Agua*, el CES vuelve a apuntar que en este punto se olvida un aspecto que propugna la propia Directiva Marco del Agua: la completa universalidad de su servicio, de forma que toda la población tenga acceso a un bien tan elemental como es el agua. Así, el CES considera positivo el enfoque de gestión de la demanda que se plantea en este apartado, pero quiere recordar que es imprescindible completarlo con el impulso a la construcción de las infraestructuras necesarias, y con la mejora y mantenimiento de las existentes.

El CES hace notar también que aparece subrayado el concepto de «reutilización», sin plantear las políticas adecuadas para el desarrollo de líneas de actuación para su consecución, tales como la reasignación de usos según calidades con compensaciones económicas, políticas de penalizaciones e incentivos, o programas de financiación de infraestructuras necesarias para la reutilización.

Referente al apartado *Calidad del Agua*, el CES sugiere incluir claramente aquí, de igual modo a como se refleja en los objetivos para la mejora de la calidad y la salud ambiental, el principio de que «quien contamina, paga» en todos los usos del agua, internalizando los costes y eliminando subvenciones a aquellos sectores que no lo aplican como primer paso en una política de calidad sostenible del agua.

La gestión integrada de cuencas hidrográficas requiere: impulsar el ahorro, modernizando regadíos y restaurando las redes de distribución para evitar pérdidas, y concienciando a los distintos usuarios para una eficiente utilización del recurso; mejorar la calidad de las aguas, incorporando procesos productivos más limpios y ejerciendo un mayor control de inspección y seguimiento para evitar vertidos a los cauces públicos; diversificar el suministro utilizando de manera sostenible aguas subterráneas y obteniendo recursos a partir de la desalación, siempre con el debido control del proceso para reducir el impacto ambiental correspondiente; y avanzar hacia una política de recuperación de costes, de acuerdo a criterios de cohesión social, en cuanto a bien social básico, y de rentabilidad económica y social, en cuanto que recurso que genera valor añadido en productos y servicios de actividades económicas en competencia.

Una correcta gestión integral del agua requiere, además, administrar los recursos disponibles con criterios de cohesión social y territorial, pero abordando en profundidad los problemas sectoriales que disparan la demanda y articulando las medidas necesarias para identificar alternativas más eficientes que compatibilicen el mantenimiento del empleo, el respeto a los recursos naturales y al medio ambiente.

Por otra parte, la consecución de este objetivo precisa reforzar las Confederaciones Hidrográficas, dotándolas de los recursos humanos, técnicos y económicos suficientes para el correcto desempeño de sus funciones de gestión del recurso. Además de todo lo anterior, el CES señala que después de la quinta medida recogida bajo esta línea de actuación, cuyo enunciado literal es «fomentar la reutilización de las aguas residuales urbanas»

(aunque cabe entender que pretende referirse sólo a las depuradas), debería añadirse una nueva, en estrecha relación con ella, que sería la de: «*desarrollar y completar los programas de saneamiento y depuración de aguas residuales*».

Asimismo, la séptima medida que figura en esta línea de actuación, que reza «*desarrollar actuaciones para la garantía y calidad de los abastecimientos urbanos*», debería reforzarse y priorizarse, en opinión del CES, con la inclusión de algunas otras medidas tendentes a la mejora de la garantía de recursos y para la protección y mejora de la calidad de las masas de agua, superficiales y subterráneas, destinadas a los abastecimientos urbanos y reservas para el futuro, ya que el concepto de sostenibilidad lleva incorporado en su seno el concepto de solidaridad intergeneracional.

Una última mención de interés en el informe del CES hace referencia al *Turismo sostenible*. En esta área se hace patente como en pocas la necesidad, ya reiteradamente señalada, de contar con la participación, incluso en el diseño de la EEDS, de las entidades locales y de las Comunidades Autónomas, pues unas y otras son quienes tienen competencias exclusivas sobre las materias básicas que la conforman, incluyendo en especial el suelo y el planeamiento urbano.

Así, la gestión de servicios urbanos en estas zonas (basuras, abastecimiento y depuración de aguas, etc.) tiene que atender, sin que en numerosas ocasiones los ayuntamientos cuenten con recursos para ello, a un volumen estacionalmente muy elevado, lo que ocasiona deterioros y congestiones que, en ocasiones, se traducen en situaciones irreversibles, o reparables a un costo muy elevado. Por ello, se hace imprescindible acometer un diseño de política turística necesariamente local —aun sin olvidar un enfoque global— que atienda a estas necesidades de infraestructuras y financiación, combinando el respeto al medio ambiente con la legítima aspiración de proseguir en el desarrollo de los recursos turísticos con que cuenta cada zona o localidad.

El CES estima que debe prestarse una especial atención a las zonas de saturación de servicios e infraestructuras, con la finalidad de alcanzar un nivel satisfactorio de desarrollo sostenible, en los aspectos de crecimiento económico, sociales y medioambientales. El CES considera de interés las distintas alternativas que se están desarrollando en algunos territorios para que el desarrollo económico de estas zonas turísticas no se haga a costa de la conservación del medio ambiente, ni de los recursos naturales. A este respecto, se entiende aconsejable que las medidas que se acuerden para alcanzar los anteriores objetivos cuenten con el respaldo de los distintos sectores implicados.

Se podría resumir el informe del CES en la idea de la Estrategia Española para el Desarrollo Sostenible debe completarse en muchos aspectos y complementarse con otras iniciativas legislativas y políticas que ya están en marcha.

#### 4. REGLAMENTACIONES: ESPAÑA Y EUROPA

##### *Legislación sobre el agua en la Unión Europea*

La iniciativa legislativa de mayor calado acometida en la UE en los tiempos recientes ha sido la *Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 23 de octubre de 2000 por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas*, conocida abreviadamente como la *Directiva marco del Agua* (DMA).

La legislación sobre el agua ha sido uno de los primeros sectores cubiertos por la política medioambiental de la UE y comprende más de 25 directivas y decisiones

relacionadas con el agua. La primera fase legislativa comprende desde 1975 a 1980, período en el que se elaboran varias directivas y decisiones que afectan tanto al establecimiento de Estándares Ambientales de Calidad (EAC) para diferentes tipos de aguas (Directivas 75/440/CEE sobre aguas superficiales, 78/659/CEE sobre aguas continentales aptas para la vida de los peces, 79/923/CEE sobre aguas para la cría de moluscos, 76/160/CEE sobre aguas aptas para el baño y 80/778/CEE sobre agua para consumo humano) como al establecimiento de Valores Límite de Emisiones (VLE) producidas por usos específicos del agua (Directivas 76/464/CEE sobre sustancias peligrosas y 80/86/CEE sobre aguas subterráneas)

En una segunda fase, durante el período 1980-91, se elaboran las directivas referentes a los nitratos (91/676/CEE) y al tratamiento de aguas residuales urbanas (91/271/CEE), así como varias directivas hermanas para la implementación de la Directiva sobre sustancias peligrosas.

La DMA constituye un intento de unificación y conciliación del mosaico legislativo europeo referente al agua elaborado desde 1970, en especial, el conflicto entre el enfoque de los Estándares Ambientales de Calidad y el de los Valores Límite de Emisiones. El problema reside en que los Estándares Ambientales de Calidad pueden ser fácilmente asumidos como objetivos dentro de la DMA para su cumplimiento en el 2015, puesto que se fijan objetivos que se pueden contrastar. Sin embargo, se desconoce cuanto mejora la protección del agua por la incorporación de los Valores Límite de Emisiones, algo que solamente podremos conocer mediante una aplicación prolongada de estas limitaciones.

Con la aprobación de la DMA quedan derogadas las directivas referentes al agua subterránea y a las sustancias peligrosas. Las directivas de aguas de baño y de agua para el consumo humano permanecen como directivas independientes de la DMA, aunque se insta a los estados miembros a coordinar la protección de esta agua con las acciones de la DMA.

La DMA sienta las bases de la gestión del agua en la Unión Europea en el futuro próximo, y como plazo para la transposición de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas en los estados miembros establece en la artículo 23 la fecha de 22 de diciembre de 2003.

Las dos características principales que resumen el espíritu de la DMA son, por una parte, el contenido referente a estándares exigentes de calidad de las agua, y por otra, al protagonismo de los instrumentos económicos en la gestión del agua, que se resumen en el artículo 9 bajo el principio de la recuperación completa de los costes, en el que se indica que “ *Los Estados miembros garantizarán, a más tardar en 2010:*

- *que la política de precios del agua proporcione incentivos adecuados para que los usuarios utilicen de forma eficiente los recursos hídricos y, por tanto, contribuyan a los objetivos medioambientales de la presente Directiva,*
- *una contribución adecuada de los diversos usos del agua, desglosados, al menos, en industria, hogares y agricultura, a la recuperación de los costes de los servicios relacionados con el agua, basada en el análisis económico efectuado con arreglo al anexo III y teniendo en cuenta el principio de que quien contamina paga. Al hacerlo, los Estados miembros podrán tener en cuenta los efectos sociales, medioambientales y económicos de la recuperación y las condiciones geográficas y climáticas de la región o regiones afectadas.”*

Este principio implica un gran potencial para mejorar una situación actual de gestión ineficiente del agua y alcanzar una situación de uso sostenible. Sin embargo, la recuperación completa de los costes imputados sobre el precio del agua, teniendo en cuenta los costes

ambientales, es una cuestión delicada. El agua no es exactamente un bien comercial, y puesto que los principios del mercado no pueden aplicarse fácilmente en este caso, el cálculo económico de los costes ambientales resulta por tanto complejo, pero necesario si hay que aplicar el principio de *quien contamina, paga*.

La introducción del principio de recuperación completa de los costes no ha sido una tarea sencilla durante el proceso legislativo de la DMA, con la oposición de los estados miembros con un gran potencial en el uso de instrumentos financieros, que finalmente impidió la adopción de medidas más claras de obligado cumplimiento.

Debido a la fuerte oposición de los estados miembros donde la actual recuperación de costes es más baja (en particular, España e Irlanda), las excepciones contempladas en la aplicación de este principio son bastante amplias. Cuando se establezcan las políticas del precio del agua contempladas por el artículo 9, los estados miembros pueden tomar en consideración tanto los efectos sociales, ambientales y económicos como las condiciones geográficas y climáticas. Mas aun, los estados miembros pueden decidir no establecer ninguna política de precios del agua relativa a un uso determinado con la condición de que no comprometa los objetivos de la Directiva, aunque deben justificar esta decisión en el momento de elaborar los planes de gestión de cuenca.

En nuestra opinión, la postura de oposición española a este principio de recuperación de costes estuvo motivada por la bajísima recuperación de costes que actualmente presenta el agua de regadío, con un coste promedio cercano al céntimo de euro por metro cúbico. El acuerdo más adecuado hubiese sido quizás conseguir una moratoria con mayor plazo para los estados miembros que consiguen en la actualidad un menor porcentaje de recuperación de costes, en lugar de consolidar en el texto de la DMA la falta de compromiso para alcanzar la recuperación completa de los costes en un futuro a medio plazo.

### *Legislación española*

La norma principal que define la organización y la gestión del agua en España es la Ley 29/1985, de 2 de Agosto, de Aguas, con sus posteriores modificaciones, a saber:

- Real Decreto 2473/1985, de 27 de Diciembre, por el que se aprueba la tabla de vigencia a que se refiere el apartado 3 de la disposición derogatoria de la Ley 29/1985, de 2 de Agosto de Aguas.
- Real Decreto 849/1986, de 11 de Abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de Agosto, de Aguas, modificado por Reales decretos 1315/1992, de 30 de Octubre y 419/1993, de 26 de Marzo
- Real Decreto 927/1988, de 29 de Julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo de los títulos II y III de la Ley de Aguas, modificado por Real Decreto 117/1992, de 14 de Febrero
- Real Decreto 1315/1992, de 30 de Octubre, por el que se modifica parcialmente el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de Agosto, de Aguas, aprobado por Real Decreto 849/1986 de 11 de Abril
- Real Decreto 419/1993, de 26 de Marzo, por el que se actualiza el importe de las sanciones establecidas en el artículo 109 de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de

aguas y se modifican determinados artículos del Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por Real Decreto 849/1986, de 11 de Abril.

- Ley 46/1999, de 13 de diciembre, de modificación de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.

Existe también un amplio repertorio legislativo autonómico dedicado al agua, al que no nos vamos a referir.

En el nivel más cercano al ciudadano y referente al servicio de abastecimiento, nos referiremos a la Ley 7/1985, de Bases del Régimen Local (LBRL), modificada por la Ley 11/1999, que establece las competencias de los municipios en función del escalón de población en que se sitúan (todos o sólo los mayores de 5.000, 20.000 ó 50.000 habitantes). En materia de abastecimiento y saneamiento, todos los municipios tienen asignada la competencia de prestación del servicio, independientemente de su segmento de población. La misma Ley, establece las funciones de las Diputaciones Provinciales en cuanto a cooperación y asistencia a los municipios, así como su papel en el aseguramiento de la prestación de los servicios municipales.

La LBRL establece la competencia y la responsabilidad del municipio en la prestación del servicio de abastecimiento y saneamiento, pero no se indica ninguna norma general en cuanto a la gestión del servicio. Cada ayuntamiento gestiona estos servicios de forma distinta: en algunos casos es el propio ayuntamiento quien gestiona directamente los servicios con medios propios; en otros casos se traslada la gestión a una empresa (sea pública o privada) y en otros caso se plantean fórmulas mixtas de gestión compartida.

Los modos de gestión más comunes de los servicios de abastecimiento y saneamiento, se pueden resumir en:

a) Gestión directa,

- por los propios servicios municipales, o
- por una empresa pública (de capital 100% público).

b) Gestión indirecta,

- por una empresa mixta, o
- concesión del servicio a una empresa privada, mixta o pública.

Las agrupaciones supramunicipales para la prestación del servicio más comunes son Mancomunidades y Consorcios, que, a su vez, pueden efectuar una gestión directa o indirecta.

La discusión entre gestión pública o privada en el abastecimiento de agua forma parte de una polémica tradicional. De un lado existen posturas que defienden la superioridad de la gestión privada con el argumento de la eficiencia: puesto que el objetivo de la empresa es obtener un beneficio y los precios están intervenidos por la autoridad competente, se presupone la tendencia de la empresa a buscar la mejor asignación posible de los recursos disponibles. Sin embargo, tal y como constata un informe realizado en EEUU, el precio promedio del agua servida es un 30% más caro en los abastecimientos con gestión privada. La defensa de la gestión pública se fundamenta en que la obligación de proporcionar el servicio que impone la LBRL a los ayuntamientos, y también por razón de un menor coste.

Aparentemente, el beneficio que puede obtener una empresa privada en la gestión de un abastecimiento de agua es pequeño, pero se trata de una situación de monopolio natural, en el que el abastecedor tiene una posición dominante y unas ventas aseguradas; por ello y dado que los precios están intervenidos por el municipio, la compañía concesionaria



solamente debe buscar el nivel de coste de explotación que le permita obtener el beneficio que se haya propuesto como objetivo. Por otra parte, pueden existir beneficios complementarios en el caso de las obras y licitaciones del sistema de abastecimiento en el caso de que la compañía abastecedora se dedique a las actividades de construcción, lo que representa un atractivo añadido para optar a una concesión.

Como ya hemos comentado, la ley no especifica ni recomienda ningún mecanismo concreto de gestión, sino solamente la obligatoriedad para el municipio de prestar el servicio a los ciudadanos

## 5. EL PRECIO DEL AGUA EN ESPAÑA

Antes de comenzar con este apartado hay que indicar una pequeña trampa deliberada, y que consiste en que no existe tal concepto. El agua, como bien en sí mismo, no tiene un precio en España. Si hablamos del servicio de abastecimiento, tampoco podemos hablar de **un** precio del servicio, puesto que cada sistema cuenta con sus propias tarifas establecidas y aprobadas por el correspondiente municipio

En este apartado vamos a presentar las cifras referentes a los precios de servicio de abastecimiento y saneamiento en España, a partir de la información proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística, correspondiente al *Censo de población 2001*, y de la Asociación Española de Abastecimiento y Saneamiento, en su *Encuesta sobre Abastecimientos de agua del 2002*.

*Tabla 1.1. Distribución de la población por tamaño de los municipios (INE 2001)*

Comunidad Autónoma	Nº habitantes en municipios						Nº Municipios Total	Nº Habitantes Total	Nº medio Habitantes/municipio
	= 500.000	< 500.000 = 100.000	< 100.000 = 50.000	< 50.000 = 10.000	< 10.000 = 1.000	< 1000			
ANDALUCIA	1209047	1590063	814361	2178960	1604341	98702	772	7495474	9709
ARAGON	614905	0	0	200846	228951	159513	730	1204215	1650
ASTURIAS	0	467573	83185	359235	143256	9749	78	1062998	13628
BALEARES	0	333801	0	330887	170075	6906	67	841669	12562
CANTABRIA	0	180717	55477	118071	162485	18381	102	535131	5246
CASTILLA-LAMANCHA	0	148934	275250	447867	709665	178800	919	1760516	1916
CASTILLA-LEON	0	770051	261185	318537	588211	518490	2248	2456474	1093
CATALUÑA	1503884	1247096	875758	1579893	1288096	206031	1013	6700758	6615
COMUNIDAD CANARIA	0	672162	87949	690401	243280	685	87	1694477	19477
COMUNIDAD VALENCIANA	738441	627014	448905	1508014	743090	97312	541	4162776	7695
EXTREMADURA	0	133519	132987	200984	492852	98161	383	1058503	2764
GALICIA	0	624075	243080	763855	697875	9347	248	2338232	9428
MADRID	2938723	1033826	591240	551970	285256	22369	179	5423384	30298
MURCIA	0	555431	77477	473990	89199	1549	45	1197646	26614
NAVARRA	0	183964	0	103040	212107	56718	272	555829	2043
PAIS VASCO	0	745201	284430	652724	347478	52754	250	2082587	8330
RIOJA	0	133058	0	33917	75876	33851	174	276702	1590
	7005000	9446485	4231284	10513191	8082093	1569318	8108	40847371	5038

España contaba en el 2001 según el Instituto Nacional de Estadística con un total de 40.847.371 habitantes que habitan un total de 8108 pueblos y ciudades. En el contexto de la población mundial, con unas cifras aproximadas de 6000 millones de habitantes y unos 160 países, representa una población aproximadamente igual a la media por países.

El 25% de la población española vive en 16 ciudades cuya población varía entre los 240.661 habitantes de Granada hasta los 2.938.723 del municipio de Madrid. Otro 25% reside en 97 poblaciones, desde los 51.593 habitantes de Elda hasta los 239.019 de Hospitalet de Llobregat. El tercer cuarto habita en 438 poblaciones, entre 10.931 (Baiona, Pontevedra) y 236.379 (A Coruña). El último cuarto incluye un total de 7512 poblaciones entre 7 habitantes (Salcedillo, Teruel) y los 10.918 (Ginés, Sevilla).

En la encuesta anual correspondiente al año 2002 que realiza la AEAS (Asociación Española de Abastecimiento y Saneamiento) y la AGA (Asociación Española de Empresas Gestoras de los Servicios de Agua a Poblaciones) se indican los siguientes precios promedio del servicio de aguas (Abastecimiento+Saneamiento=Ciclo Integral), por comunidades autónomas.

*Tabla 1.2. Precio unitario del abastecimiento y saneamiento (AEAS 2002)*

Comunidad Autónoma	Nº Municipios Total	Nº habitantes Total	Nº medio habitantes municipio	Precio Abastecimiento (euro/m <sup>3</sup> )	Precio Saneamiento (euro/m <sup>3</sup> )	Precio Ciclo Integral (euro/m <sup>3</sup> )
ANDALUCIA	772	7495474	9709	0,56	0,41	0,97
ARAGON	730	1204215	1650	0,39	0,3	0,69
ASTURIAS	78	1062998	13628	0,42	0,22	0,64
BALEARES	67	841669	12562	1,04	0,65	1,69
CANTABRIA	102	535131	5246	0,46	0,05	0,51
CASTILLA-LAMANCHA	919	1760516	1916	0,43	0,33	0,76
CASTILLA-LEON	2248	2456474	1093	0,37	0,31	0,68
CATALUÑA	1013	6700758	6615	0,96	0,33	1,29
COMUNIDAD CANARIA	87	1694477	19477	1,19	0,25	1,44
COMUNIDAD VALENCIANA	541	4162776	7695	0,54	0,39	0,93
EXTREMADURA	383	1058503	2764	0,7	0,22	0,92
GALICIA	248	2338232	9428	0,46	0,26	0,72
MADRID	179	5423384	30298	0,61	0,3	0,91
MURCIA	45	1197646	26614	0,91	0,62	1,53
NAVARRA	272	555829	2043	0,36	0,28	0,64
PAIS VASCO	250	2082587	8330	0,41	0,35	0,76
RIOJA	174	276702	1590	0,34	0,36	0,7
	8108	40847371	5038			

La metodología seguida para la encuesta de tarifas del año 2002 se han recibido 137 respuestas que engloban a 452 municipios y 22,88 millones de habitantes. De las respuestas recibidas, se han tratado aquellas que incluyen todas las fases del ciclo integral del agua, correspondiendo estas a 431 municipios y 22,34 millones de habitantes, (que supone el 54,3% de la población española). Como resumen, se obtiene un coste promedio del ciclo

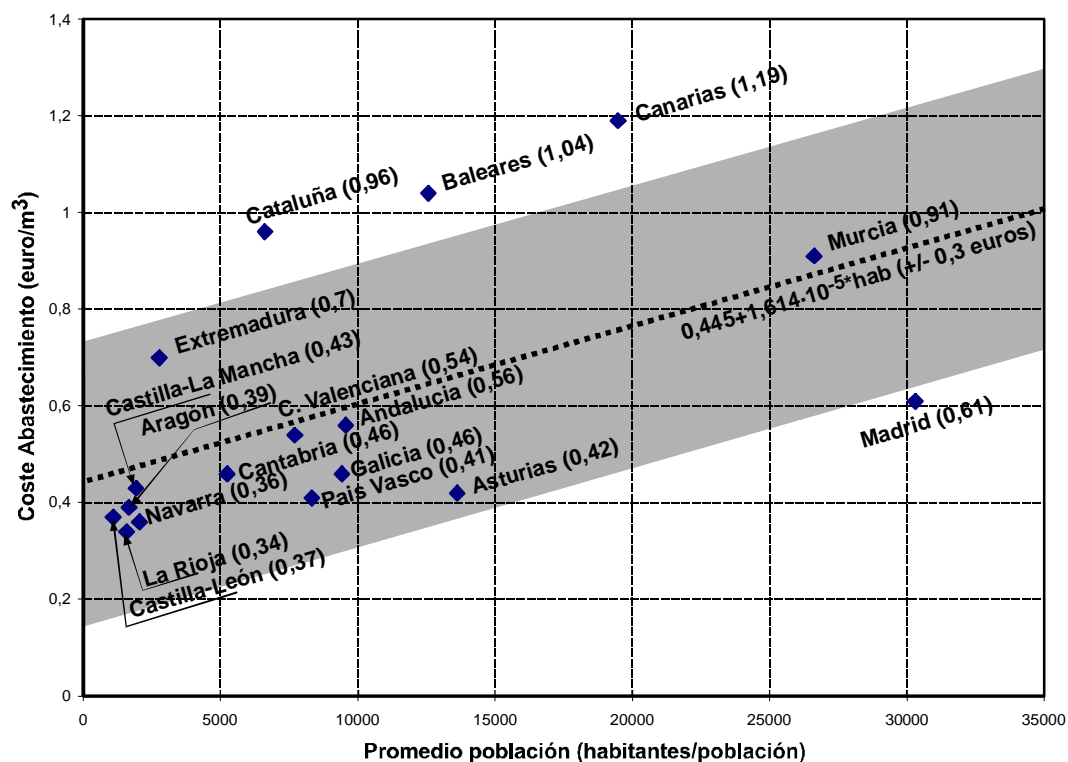
integral de 1,08 euros/m<sup>3</sup>, que supone una variación del 2% sobre el valor correspondiente al calculado para el año 2001.

El alcance real de la encuesta de AEAS se indica en la siguiente tabla:

*Tabla 1.3. Poblaciones incluidas en la encuesta AEAS (2002)*

Tamaño Municipio	Respuesta		Cobertura (% de población en el segmento)
	Habitantes	Municipios	
> 500.000	7.056.698	6	100 %
Entre 500.000 y 100.000	9.065.433	47	94,72 %
Entre 100.000 y 50.000	2.898.516	42	68,79 %
Menos de 50.000	3.318.758	336	16,37 %
	<b>22.339.405</b>	<b>431</b>	<b>54,33%</b>

Si relacionamos el censo de población con la encuesta de la AEAS, aún teniendo en cuenta las desviaciones que pueden existir por causa de, por un lado, la fecha de referencia diferente, y el muestreo limitado por la encuesta de la AEAS, encontramos una cierta pauta de comportamiento, de forma que cuanto mayor es el tamaño medio de la población, mayor es el precio del agua:



*Figura 1.1. Coste del abastecimiento de agua en función de la población promedio en cada CCAA.*

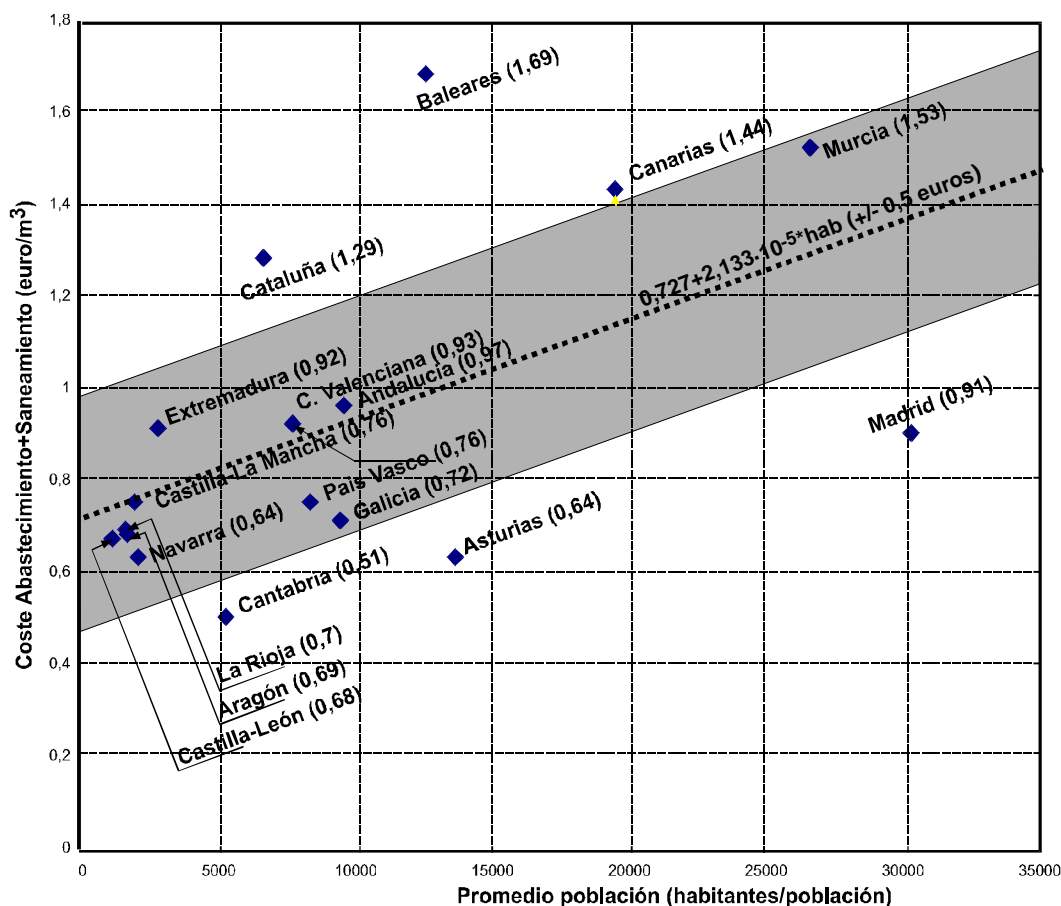


Figura 1.2. Coste del ciclo integral del agua en función de la población promedio en cada CCAA.

Sobre las figuras anteriores se ha representado una interpolación lineal del precio en función de la población promedio y se ha aplicado una banda de confianza de  $\pm 0,5$  euros/m<sup>3</sup> en el caso del ciclo integral y de  $\pm 0,3$  euros/m<sup>3</sup> en el caso del agua de abastecimiento.

La conclusión que parecen sugerir las figuras es que, admitiendo la hipótesis que el coste de los servicios crece con el tamaño de la población, las comunidades que superan en los dos casos la expectativa del precio son Baleares, Canarias y Cataluña, siendo Madrid la única que en ambos casos queda por debajo de la expectativa de precio.

En cuanto a los costes imputados por ciclo integral, podemos comprobar que Aragón, Asturias, Cantabria, Castilla-León y La Rioja queda por debajo de la expectativa de precio, probablemente porque no se están imputando los costes de saneamiento en la misma intensidad que en otras comunidades.

Independiente de los precios promedio que se indican, no podemos olvidar que la variabilidad de éstos es muy acusada entre los distintos municipios incluso de la misma Comunidad Autónoma.

## 6. INSTRUMENTOS ECONÓMICOS DE GESTIÓN

En este apartado haremos referencia a los sistemas tarifarios aplicados en el abastecimiento de agua, si bien existen otros instrumentos tales como la fiscalidad que se impone sobre el servicio.

La definición de un sistema tarifario de un servicio público consiste en determinar el nivel y estructura de tarifas que maximice el bienestar social y que tenga en cuenta las restricciones económicas, financieras y sociales que existan en un momento dado. Además del objetivo citado habría que añadir otros dos como son la eficiencia económica en la asignación y la autofinanciación del servicio, consistente en recuperar vía ingresos todos los costes que supone la prestación del servicio.

La contribución de un sistema tarifario a la eficiencia económica en la asignación es un asunto más complejo (Sáenz, 2000) y requiere la consideración de algunas definiciones:

- *Eficiencia económica*: Caben dos criterios básicos, el óptimo de Pareto, que implica la adopción de políticas que mejoran la situación de alguno de los agentes implicados sin empeorar al resto, y el enfoque de Hicks, bajo el cual, la adopción de una determinada política estará condicionada por el *beneficio neto* obtenido, entendiendo que los agentes que salgan beneficiados por dicha política pueden compensar en parte las pérdidas de otros. Esta segunda aproximación es más común en el caso de los abastecimientos.
- *El excedente total como medida del bienestar*: Hoy en día se acepta que el excedente económico total (suma del excedente agregado de los consumidores y de los productores) es una medida adecuada del bienestar. En el caso del productor su excedente se calcula como la diferencia entre el precio que percibe por un bien y el que estaría dispuesto a percibir, mientras que en el caso del consumidor el excedente es la diferencia entre el precio que paga por un bien y el que estaría dispuesto a pagar. Una disminución del precio reduce el excedente del productor y aumenta el del consumidor y a la inversa.
- *Fijación de la tarifa igual a coste marginal*: El criterio económico básico en los sistemas de tarificación es el del coste marginal. Desde el punto de vista de la eficiencia económica, la asignación del servicio es óptima cuando la tarifa se iguala al igual al coste marginal de producción del servicio. El excedente total se maximiza cuando la tarifa es igual al coste marginal.

Los servicios de abastecimiento en baja, alcantarillado y depuración de aguas residuales forman el denominado ciclo urbano del agua y la prestación de estos servicios ha correspondido históricamente a los municipios, si bien en los últimos tiempos, el servicio de depuración ha estado protagonizado por las comunidades autónomas y los como organismos de cuenca.

El sistema de tarificación de los servicios queda reflejado en la tarifa de abastecimiento o suministro y en la tasa de saneamiento o depuración. Existe una gran diversidad de estructuras tarifarias de estos servicios, cuya complejidad y grado de desarrollo suele ir en consonancia con el tamaño de la población servida.

Aparte de las tarifas de abastecimiento y depuración, las facturas del agua pueden incluir conceptos como el alquiler del contador, o los recargos, cánones o complementos que algunos municipios cobran para sufragar los gastos de infraestructuras en la red de abastecimiento y depuración incurridas durante periodos anteriores por causa de la sequía.

Algunos municipios tienen tarifas especiales bonificadas para ciertos tipos de usuarios: para familias numerosas, para familias con ingresos inferiores a un umbral, pensionistas, desempleados, etc.

Para la definición de las tarifas anuales en los sistemas tarifarios volumétricos se estima, en primer lugar, el coste total del servicio para ese año (compuesto por el coste del agua en alta, las amortizaciones y los gastos de funcionamiento).

En los casos con tarifas lineales, se divide este coste entre el volumen estimado de m<sup>3</sup> a facturar y se obtiene la tarifa por m<sup>3</sup> abastecido. En los sistemas con cuota fija y tarifa variable, la cuota fija se calcula como el cociente entre el coste total que hace referencia a gastos fijos (costes de conexión) y el número de usuarios del servicio; de esta forma se obtiene una cuota media que se aplica directamente a cada usuario o se corrige en función del diámetro de la acometida. Para el cálculo de la parte variable o volumétrica de la tarifa se divide la parte del coste total restante (después de sustraer la parte correspondiente a la cuota fija) entre una estimación de los m<sup>3</sup> a facturar. De esta forma se obtiene la tarifa media que se aplica directamente en los sistemas de tarifas constantes, o bien se le aplican unos coeficientes ponderadores crecientes por bloques de consumo en los sistemas de bloques crecientes, y por tipo de usuario (industrial, doméstico, municipal y servicios) en los sistemas con discriminación sectorial, y se obtiene la estructura tarifaria definitiva.

La definición de la estructura tarifaria de la tasa de saneamiento se realiza de forma análoga a la definición de la tarifa de abastecimiento, utilizando el volumen de agua a facturar por el servicio de abastecimiento como indicador del volumen de agua vertida a la red de alcantarillado para su depuración, sin tener en cuenta la carga contaminante.

Los sistemas tarifarios gratuitos, y los de tarifa plana o no volumétricas no incentivan el uso eficiente y racional del agua.

Los sistemas tarifarios volumétricos incentivan un uso más eficiente del recurso que los sistemas no volumétricos. Entre estos sistemas, los más eficientes son los sistemas con cuota fija en función del diámetro de la acometida y con tarifas volumétricas crecientes por bloques de consumo. Para ello es necesario que los distintos bloques y sus correspondientes tarifas se definan en función de la elasticidad precio de los distintos usuarios. Sin embargo, en la práctica, los coeficientes ponderadores se establecen sin un criterio técnico.

Un estudio sobre el precio del agua en las distintas capitales de provincia españolas realizado por la OCU (1997) revela que, en media, se observa que a medida que aumenta el consumo de agua aumenta el precio del m<sup>3</sup> del recurso, lo que supone un incentivo al ahorro de agua (esto es fruto de los sistemas tarifarios por bloques crecientes). Sin embargo también se constata que en ciertas ciudades (por ejemplo en Palma de Mallorca) sale proporcionalmente más barato en términos de precio del m<sup>3</sup> de agua, consumir 175 m<sup>3</sup> al año que 75 m<sup>3</sup>. Esto es consecuencia de la importancia que la parte fija independiente del consumo tiene en las facturas, lo que evidentemente reduce la acción disuasoria que los sistemas tarifarios mencionados tienen sobre el consumo de agua.

De acuerdo con un estudio realizado por la AEAS (1996) únicamente el 16% de los municipios españoles, principalmente núcleos de población pequeños y con gestión municipal del agua, subvencionan los servicios del agua. Es decir, de acuerdo con el estudio, el 84% de los municipios recuperan, vía tarifas, los costes que supone la prestación de los servicios del agua. Estos resultados no parecen coincidir con los obtenidos en el mencionado estudio de la OCU sobre el precio del agua en las capitales de provincia del país; en éste último estudio se comparan los precios medios del agua en los distintos municipios para tres niveles de consumo (bajo, medio y alto). Del estudio se desprende que

existen diferencias muy importantes en el precio del agua en las distintas ciudades analizadas. Por ejemplo, para un consumo medio de  $175 \text{ m}^3/\text{año}$  mientras en Ceuta el  $\text{m}^3$  de agua cuesta 15 pts (únicamente un 13% del precio medio en España) en Las Palmas de Gran Canaria cuesta 244 pts (un 221% más caro que la media).

Es evidente que parte de estas diferencias pueden atribuirse a las diferencias de costes en la prestación de los servicios, por las distintas condiciones orográficas o climáticas de las zonas, o el distinto grado de complejidad del sistema de potabilización y transporte de agua, pero también es evidente que otra parte muy importante debe atribuirse a un sistema de subvenciones implícitas al consumo de agua, en especial cuando la gestión de los servicios corre a cargo directo de los ayuntamientos. De hecho, el estudio revela diferencias en el precio del agua en función del tipo de gestión de los servicios. Cuando la gestión corresponde a una empresa, ya sea municipal, mixta o privada, el precio del agua es un 30% más elevado que cuando la gestión la realiza el propio ayuntamiento. En este sentido, estos resultados parecen indicar que el grado de autofinanciación de los servicios vía tarifas es considerablemente menor que el estimado por la AEAS.

## 7. CONCLUSIONES.

Hemos repasado en el capítulo algunos de los aspectos más relevantes que afectan al desarrollo y funcionamiento de los sistemas de abastecimiento de agua.

A la luz de los hechos expuestos podemos aventurar una serie de enunciados referentes a la situación y al futuro de los abastecimientos en nuestro país, como son:

- El abastecimiento de agua es el uso consuntivo que presenta un mayor porcentaje de recuperación de costes. Con todo, no llega al 100%, por lo que podemos esperar que en los próximos años experimente importantes subidas de precio.
- La normativa europea sobre calidad de aguas está experimentando unas exigencias crecientes que van a tener consecuencias sobre la actividad de los gestores de abastecimientos, y sin duda, sobre el precio del agua. La transposición más reciente de dicha normativa lo constituye el RD 140/2003, de 7 de febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano.
- La adopción de mayores precios del servicio va a motivar unas mayores demandas de calidad del mismo por parte de los usuarios, por lo que es previsible que el excedente del abastecedor sea empleado en la mejora del sistema y de su gestión, en términos de rehabilitación de tuberías, reducción de la tasa de fugas, monitorización y mejora de la calidad, y otros.
- Se sigue echando en falta un organismo oficial ejecutivo que se ocupe del ciclo integral del agua. Nuestro país cuenta con una estructura de autoridades y organismos, tanto ejecutivos como consultivos dedicados a la gestión del agua en general, pero en la consideración de estos organismos, el agua de abastecimiento no ocupa el lugar que merece por sus implicaciones sociales y económicas.
- Aunque existen tecnologías muy avanzadas en todos los órdenes de actuación técnica y de gestión del ciclo integral del agua, muchas de ellas no están siendo utilizadas por falta de medios económicos. Es previsible que un cambio de contexto en los precios tenga como consecuencia un salto tecnológico en el servicio de abastecimiento.

## 8. BIBLIOGRAFÍA.

- Asociación Española de Abastecimiento y Saneamiento (2002) Encuesta sobre Abastecimientos de agua
- Capel, H (2000) *El agua como servicio público. A propósito del Seminario Internacional "Faire parler les réseaux: L'eau, Europe-Amerique Latine"*. Biblio3W, Revista Bibliográfica de Geografía y Ciencias Sociales, Universidad de Barcelona, nº 218, 22 de marzo de 2000, Barcelona (www.ub.es/geocrit/b3w-218.htm)
- Cavalcanti, A. (2001) Manual de economía de água: Conservacao de água. Edita Comunigraf, Recife, Pernambuco, Brasil, 264 pp.
- Consejo Económico y Social (2002) Informe sobre el Documento de consulta para la Estrategia Española de Desarrollo Sostenible (EEDS). Sesión ordinaria del Pleno de 20 de febrero de 2002. Informe 1/2002. Colección Informes. 145 pp. Edita CES, Madrid.
- EEB (2001) *Implementation of the new EU water policy: Is the direction right?*. Resumen de EEB Water Seminar, Bruselas 30-31 de marzo de 2001. EEB doc. Nº2001/010., 32 pp.
- European Environment Agency (1999) Sustainable water use in Europe. Part 1: Sectoral use of water. Environmental Issue Report nº1. Edita EEA, Copenhagen, 91 pp.
- European Environment Agency (2001) Sustainable water use in Europe. Part 2: Demand management. Environmental Issue Report nº19. Edita EEA, Copenhagen, 94 pp.
- Fluxá, J.M. (2001) *La aventura del agua. Conferencia dictada en el Museo de las Ciencias Príncipe Felipe*, Valencia, 4 de mayo de 2001.
- García Valiñas, M<sup>a</sup>.A. (2000) *Tarifas no uniformes: Servicio Municipal de Abastecimiento de Agua*. Anales de Economía Aplicada. XIV Reunión ASEPELT. Oviedo, 22y 23 de junio de 2000, 22 pp.
- García Velasco, G. (2000) *Modernización de los abastecimientos: Niveles de calidad*. Jornadas del Agua en la Comarca de la Vall d'Albaida, Onteniente, 23-24 de junio de 2000, 11 pp.
- Gleick, P.H (2002) Dirty water: Estimated deaths from water-related diseases 2000-2020. Edita Pacific Institute for Studies in Development, Environment and Security, Oakland, CA, EEUU, 12 pp.
- Instituto Nacional de Estadística (2001) Censo de población 2001
- IPRT (1996) Sydney Water Corporation: Prices of water supply, sewerage and drainage services. Edita Independent Pricing and Regulatory Tribunal of New South Wales. Determination nº6/1996. 52 pp., Sydney, Australia.
- Kraemer, R.A. (1998) Comparison of water prices in Europe. Edita Ecologic, Centre for International and European Environmental Research, Berlin, 20 pp.
- Lanz, K. y Scheuer, S. (2001) EEB Handbook on EU water policy under the Water Framework Directive. Edita European Environmental Bureau, Bruselas, 56 pp.
- Matés Barco, J.M. (2001a) *El servicio de abastecimiento de agua potable: Estado de la cuestión*. Rev. Transportes, Servicios y Telecomunicaciones, nº1, 2001, pp. 135-158.
- Matés Barco, J.M. (2001b) *Evolución y cambio en el abastecimiento urbano: del sistema clásico al moderno*. Congreso de la Asociación de Historia Económica, 19-21 sept. 2001, Zaragoza. Sesión 7ª- Los sistemas hidráulicos en la Historia.
- OCDE (1999) Household water pricing in OECD countries. Informe ENV/EPOC/GEEI(98)12/FINAL. Edita Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico, París, 73 pp.



- OCDE (1999) Towards more sustainable household consumption patterns: indicators to measure progress. Informe ENV/EPOC/SE(98)2/FINAL. Edita Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico, París. OCDE Household Consumption 10E91204.pdf
- OCDE (2003) Improving water management: Recent OECD experience.. Edita International Water Association - Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico, París, 128 pp.
- OCDE (2003) Water: Performance and challenges in OECD countries. Edita Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico, París, 71 pp.
- Orwin, A. (1999) The privatization of water and wastewater utilities: An international survey. Edita Environment Probe ([www.environmentprobe.org/enviroprobe/pubs/542.html](http://www.environmentprobe.org/enviroprobe/pubs/542.html))
- Peñas, V. (2000) Gestión ecosistémica del agua en un entorno urbano: disponibilidad, uso y gestión del recurso en el espacio urbano de Vitoria-Gasteiz.
- Roth, E. (2001) Water pricing in the EU: A review. Edita European Environmental Bureau, Bruselas, 32 pp.
- Ruiz, J.M<sup>a</sup>; Del Barrio, V.; Garrido, E. (1998) *Caracterización y evaluación de la situación actual de los abastecimientos urbanos en la provincia de Burgos, II Simposium Internacional sobre Gestión y Tecnologías apropiadas para el agua en pequeños núcleos habitados*, Barcelona 13- 15 octubre 1998, 14p. Abastecimiento Burgos artycon12.pdf
- Sáenz de Miera, G. (2000) *El sistema tarifario como elemento de gestión de los servicios urbanos del agua*, ponencia presentada en el seminario La Gestión Ecosistémica del Agua, CENEAM, Valsain (Segovia), 17-19 de abril de 2000, 38 pp.
- Sáenz de Miera, G. (2002) Agua y economía. Edita Servicio de Publicaciones de la Universidad Autónoma de Madrid, 286 p.
- Soler, M. y Reina, D. (1997) *Valor añadido en el ciclo antropogénico del agua urbana*. Ponencia presentada en la Conferencia Mediterránea del Agua, Valencia 21- 24 de mayo, 1997, 6 pp.
- Trillo (1995) *El saneamiento. Historia reciente, estado actual y perspectivas de futuro*. Revista Obras Públicas, N°31, año 1995, Ed. Colegio Oficial de Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- Wieland, Ulrich (2002) *La necesidad de un uso sostenible del agua*. Entrevista publicada en Fuentes Estadísticas, n°64, abril de 2002.

## CAPÍTULO 2

# GENERALIDADES SOBRE LAS REDES DE ABASTECIMIENTO.

**Pedro L. Iglesias Rey**  
**Francisco J. García Mares**  
**P. Amparo López Jiménez**  
**Rafael Pérez García**

### 1. INTRODUCCIÓN.

La red de abastecimiento de agua puede considerarse como el conjunto de elementos, dispositivos y mecanismos empleados para llevar el agua desde los puntos de captación hasta los puntos de consumo. Además forman parte de la red de abastecimiento de agua los elementos necesarios para que el suministro de agua en los puntos de consumo se realice en las condiciones de caudal, presión y calidad suficientes para cada uno de los usos.

El conocimiento y estudio de las redes de abastecimiento está muy condicionado por el enfoque que se da al sistema. Las necesidades, requerimientos de información, complejidad de los cálculos y necesidades tecnológicas son distintas en función del análisis o estudio que se realice sobre las redes de abastecimiento. Algunos de estos enfoques alternativos sobre un sistema de abastecimiento son:

- El punto de vista de proyectistas y empresas constructoras cuyo objetivo dentro del abastecimiento es el diseño de nuevas redes o ampliación de tramos de las redes ya existentes.
- El punto de vista de los técnicos encargados de la gestión técnica y explotación de las redes de suministro de agua. Sus anhelos de información y de necesidad tecnológica son notablemente distintos de aquellos preocupados fundamentalmente por el diseño de redes de nueva implantación.
- El punto de quien trabaja de forma específica en el análisis y la modelación de las redes de abastecimiento de agua.

En definitiva, el enfoque que se realice del abastecimiento de agua va a condicionar notablemente la necesidad de conocimiento del sistema.

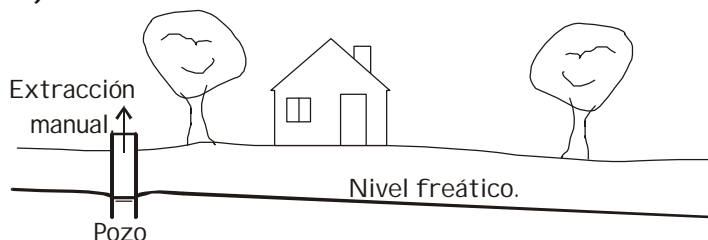
Las redes de abastecimiento, su topología, desarrollo y construcción tienen en su concepción más teórica una base científica y tecnológica. No obstante, no puede olvidarse el hecho de que las redes de abastecimiento son casi tan antiguas como la presencia del hombre sedentario en la historia. De ahí, que las costumbres, tradiciones y derechos adquiridos en el tema del agua supongan en no pocas ocasiones un condicionante mucho más importante que la mayor parte de las normativas y recomendaciones técnicas existentes. Sin el conocimiento de este acervo cultural no se tiene una visión completa de

los abastecimiento de agua y se desconoce buena parte de las recomendaciones y prácticas habituales.

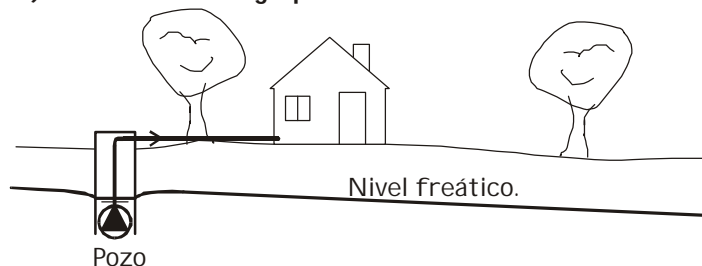
Algunas de las características más significativas que, de forma general, presentan las redes de abastecimiento de agua en nuestro país son:

- Los sistemas y redes de abastecimiento de agua están presentes en la práctica totalidad de las poblaciones de nuestro entorno. Tan solo en pequeñas zonas de ámbito rural (Figura 2.1.a) se emplean sistemas de extracción de pozos de manera individualizada. En determinados sistemas rurales se emplea, todavía un abastecimiento propio desde pozos (Figura 2.1.b). No obstante, la mayor parte del suministro de agua potable en edificaciones se realiza en la actualidad a través de una redes de abastecimiento organizada y estructurada (Figura 2.1.c y d).

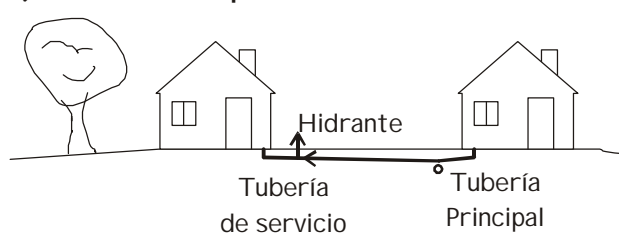
**A) Zona rural con edificaciones aisladas**



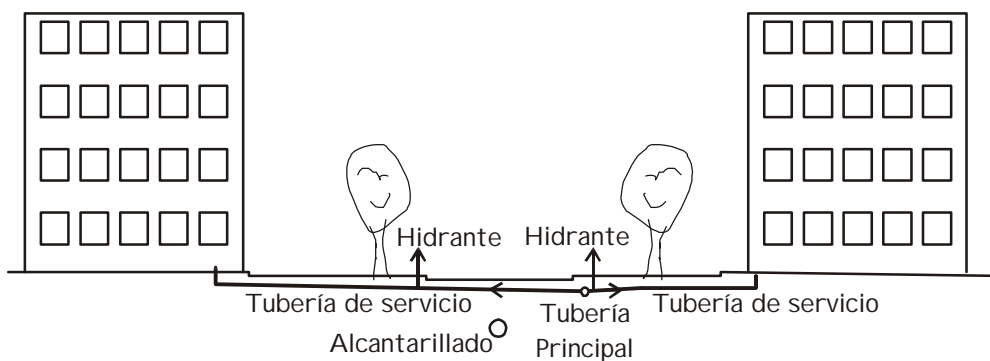
**B) Zona rural con agrupación de edificaciones**



**C) Zonas urbanas periféricas o zonas suburbanas**



**D) Zona urbana con alta densidad de población**



*Figura 2.1. Tipos de abastecimiento según el nivel de urbanización de la zona.*

- El nivel de conocimiento de las redes de abastecimiento ha crecido notablemente. Aunque la existencia de Sistemas de Información Geográfica (SIG) prolifera de forma creciente en abastecimientos de tamaño medio y grande, se denota con frecuencia una falta de información en abastecimientos de tipo medio y pequeño. Esta falta de información y de conocimiento de las redes de abastecimiento tiene su origen en algunos puntos clave:
  - La cartografía no se encuentra suficientemente actualizada. Periódicamente se realizan revisiones y trabajos de mantenimiento sobre el sistema, pero en no pocas ocasiones no se mantiene actualizada la información cartográfica. A modo de referencia se recoge en la Tabla 2.1 algunos datos estadísticos sobre el nivel de conocimiento y de organización de la información de las redes de abastecimiento de aguas en España.

*Tabla 2.1. Estadística sobre la información cartográfica de las redes de abastecimiento en España (Fuente: VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. AEAS, 2000).*

		Entre 20.000 y 50.000 habitantes	Entre 50.000 y 100.000 habitantes	Superior a 100.000 habitantes	TOTAL
Topografía y planimetría		84'52%	94'45%	93'10%	95'56%
Altimetría		83'56%	58'36%	74'45%	74'29%
Soporte de la Cartografía	Papel/Poliéster	60'47%	53'56%	22'81%	29'25%
	Informático	22'24%	46'22%	24'54%	41'32%
	SIG	17'29%	0'23%	52'65%	29'44%

- La información disponible sobre la cartografía se encuentra disponible en formatos poco ágiles de manejo. En muchas ocasiones la información está recogida tan solo en papel, con una organización poco estructurada. Es frecuente encontrar gran parte de la red de distribución en pequeños croquis o esquemas. En el extremo contrario se encuentran los SIG. Si la información está contenida dentro de un SIG pero no se dispone de personal suficiente para mantener actualizado el mismo y disponer de agilidad y facilidad de consulta, el resultado final es el mismo: falta de información actualizada del sistema.
- Desconocimiento real de los consumos de la red de abastecimiento. Esta falta de conocimiento de los caudales realmente consumidos por los abonados y sus distribución espacial tiene su origen en dos hechos claramente diferenciados. Por una parte la falta de contadores, bien en la zona de producción del abastecimiento, bien en la zona de facturación de

los abonados. Por otra la escasa frecuencia con la que se realizan las lecturas (ver Tabla 2.2 y Tabla 2.3).

*Tabla 2.2. Frecuencia de lecturas en los distintos abastecimiento de España. Estadística realizada sobre el número de municipios (Fuente: VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. AEAS, 2000).*

Facturación doméstica					
	Entre 20 y 50 mil habitantes	Entre 50 y 100 mil habitantes	Más de 100 mil habitantes	Áreas metropolitanas	TOTAL
Mensual	2,94%	10,53%	2,05%	0,00%	2,60%
Bimestral	19,12%	36,84%	24,57%	0,00%	23,96%
Trimestral	77,94%	52,63%	26,96%	100,00%	38,02%
Semestral	0,00%	0,00%	1,37%	0,00%	1,04%
Otros	0,00%	0,00%	45,05%	0,00%	34,38%

Facturación industrial					
	Entre 20 y 50 mil habitantes	Entre 50 y 100 mil habitantes	Más de 100 mil habitantes	Áreas metropolitanas	TOTAL
Mensual	5,90%	13,33%	70,21%	50,00%	55,99%
Bimestral	15,52%	43,33%	12,67%	0,00%	15,36%
Trimestral	77,59%	43,33%	15,75%	50,00%	27,60%
Semestral	0,00%	0,00%	1,37%	0,00%	1,04%

*Tabla 2.3. Frecuencia de lecturas en los distintos abastecimiento de España. Estadística realizada sobre la población abastecida (Fuente: VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. AEAS, 2000).*

Facturación doméstica					
	Entre 20 y 50 mil habitantes	Entre 50 y 100 mil habitantes	Más de 100 mil habitantes	Áreas metropolitanas	TOTAL
Mensual	4,87%	10,16%	9,94%	0,00%	5,01%
Bimestral	35,57%	42,01%	43,28%	0,00%	22,54%
Trimestral	55,89%	47,83%	39,70%	100,00%	59,32%
Semestral	3,67%	0,00%	3,97%	0,00%	1,85%
Otros	0,00%	0,00%	3,11%	0,00%	1,28%

Facturación industrial					
	Entre 20 y 50 mil habitantes	Entre 50 y 100 mil habitantes	Más de 100 mil habitantes	Áreas metropolitanas	TOTAL
Mensual	10,57%	22,25%	32,00%	42,26%	35,33%
Bimestral	32,75%	36,96%	39,11%	0,00%	19,83%
Trimestral	56,68%	40,79%	24,77%	57,74%	43,16%
Semestral	0,00%	0,00%	4,12%	0,00%	1,68%

- ▶ El desconocimiento de las condiciones de instalación de algunos elementos. Entre estos cabe destacar la información a veces escasa sobre niveles en pozos, estado real de determinadas válvulas del sistema, curvas características reales de los elementos, etc.
- El sistema de gestión de la red de abastecimiento puede condicionar de forma notable la explotación técnica del sistema. Existen diferentes formas de gestión de las redes de abastecimiento, fundamentalmente dependiendo de la colaboración de la empresa privada en una competencia que, de forma legislativa, corresponde a la administración. Así, tal como recoge la VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración (AEAS, 2000). Los modelos de gestión de redes de abastecimiento más frecuentes en nuestro país son:
  - ▶ Gestión a cargo de la propia entidad local, bien directamente por el Ayuntamiento, bien por un Servicio de Aguas que dependa directamente del consistorio.
  - ▶ Gestión a cargo de una empresa privada. Es probablemente uno de los sistemas de gestión que más auge presenta en los últimos tiempos. No pocos abastecimientos han realizado concursos públicos para ceder los derechos de gestión y explotación de sus redes de abastecimiento a empresas privadas.
  - ▶ Gestión a cargo de una empresa pública. Se trata de un sistema similar al anterior, con la única diferencia de que el capital y la organización de la empresa concesionaria residen en alguna Administración.
  - ▶ Gestión a cargo de una empresa mixta. Es un sistema de gestión intermedio en el cual la empresa concesionaria se gestiona como si fuese una empresa privada. La organización de la empresa y el capital de la misma está repartido entre una empresa privada y una entidad pública.

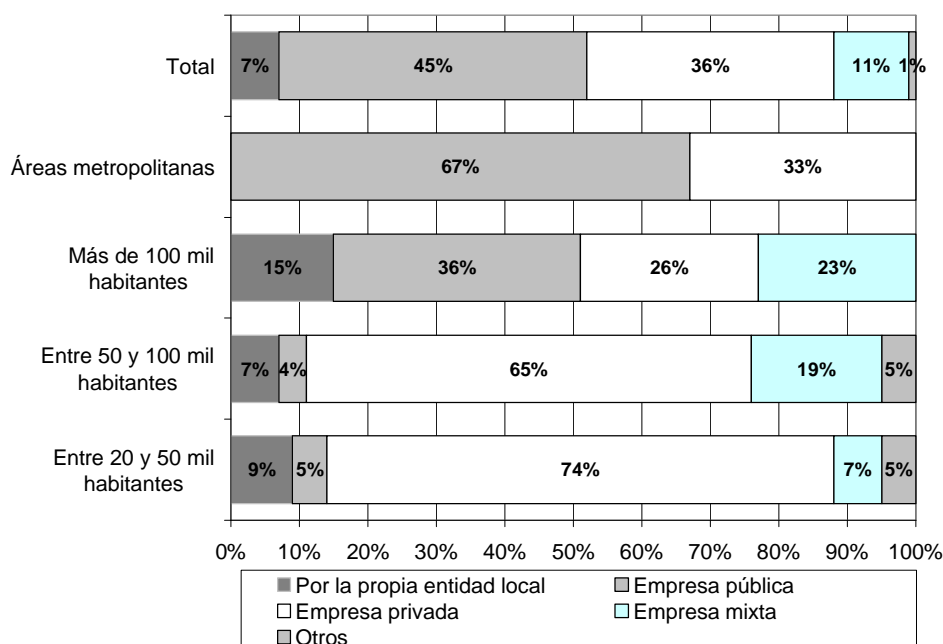


Figura 2.2. Sistema de gestión de la red de abastecimiento en función del tamaño de la población (Fuente: VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. AEAS, 2000).

El análisis de la estadística contenida en la Figura 2.2 pone de manifiesto el auge de la gestión privada en municipios de poca población. Este sistema de gestión tiene su origen en la existencia de grandes compañías que llevan directamente la gestión de numerosos municipios de un mismo área geográfica. Sin embargo, la implantación de la empresa privada en las grandes áreas urbanas está todavía lejos de legar a los niveles alcanzados en municipios de menor tamaño.

- Desde el punto de vista de la calidad el tema puede considerarse aún más problemático. Algunos problemas característicos de nuestros abastecimientos de agua, principalmente los de tamaño más pequeño son:
  - Sistemas con mecanismos de cloración poco sistematizados, en los que la intervención humana desempeña un papel determinante.
  - Sistemas en los que se desconoce la calidad de las fuentes o en caso de conocerse la calidad de las mismas es demasiado pobre.
  - Sistemas en los que el tiempo de permanencia del agua en el sistema empobrece con el tiempo la calidad del agua abastecida. En este punto es especialmente importante el papel que desempeñan los aljibes domiciliarios en aquellos suministros en los cuales existen importantes periodos durante los cuales no existe consumo. Dicho aljibes llegan a empobrecer el agua y generar unos tiempos de permanencia superiores a los ocurridos en la red de distribución.

## 2. NORMATIVA EXISTENTE.

La legislación básica relacionada con las redes de abastecimiento de agua afectan elementos tan importantes como la calidad y potabilidad del agua servida para el consumo

humano, las directrices para la ejecución de las redes de abastecimiento, etc. De entre todas estas las más significativas, por su aportación técnica son:

- Orden de 9 de diciembre de 1975 por la que se aprueban las «Normas Básicas para las instalaciones interiores de suministros de agua».
- Normas para la redacción de Proyectos de Abastecimiento de agua y Saneamiento de poblaciones M.O.P.U. diciembre 1976.
- NTE-IFA, 1976, Instalaciones de fontanería. Abastecimiento.
- Real Decreto 1.423/1982, de 18 de julio, por el que se aprueba la Reglamentación Técnico Sanitaria para el Abastecimiento y control de aguas potables para uso público.
- Real Decreto 2473/1985, de 27 de diciembre, por el que se aprueba la tabla de vigencia a que se refiere el apartado 3 de la Disposición derogatoria de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.
- Real Decreto 2618/1986, de 24 de diciembre, por el que se aprueban medidas referentes a acuíferos subterráneos al amparo del artículo 56 de la Ley de Aguas.
- Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos Preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.
- Real Decreto 927/1988, de 29 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo de los Títulos II y III de la Ley de Aguas.
- Real Decreto 1138/1990, de 14 de septiembre, por el que se aprueba la Reglamentación Técnico-Sanitaria para el abastecimiento y control de calidad de las aguas potables de consumo público.
- Real Decreto 1315/1992, de 30 de octubre, por el que se modifica parcialmente el Reglamento del Dominio Público Hidráulico aprobado por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril.
- Real Decreto 419/1993, de 26 de marzo, por el que se actualiza el importe de las sanciones establecidas en el artículo 109 de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, y se modifican determinados artículos del Reglamento del Dominio Público Hidráulico.
- Orden de 12 de marzo de 1996 por la que se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.
- Orden de 5 de octubre de 1999 por la que se regula la composición y funciones de la Comisión de Normas para Grandes Presas.
- Ley 46/1999, de 13 de diciembre, de modificación de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.
- Real Decreto 995/2000, de 2 de junio, por el que se fijan objetivos de calidad para determinadas sustancias contaminantes y se modifica el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril.
- Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional.



- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 julio 2001, por el cual se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas.

Gran parte de la relación de normativa anterior tiene relación directa con la explotación y obtención del agua bruta. Son leyes de tipo general como la Ley de Aguas o más recientemente el Plan Hidrológico Nacional. No obstante, el objeto de un apartado de normativa como el presente es destacar aquellas normas que tengan un contenido técnico mediante la especificación de características funcionales o criterios de utilización y funcionamiento de los determinados elementos presentes en las redes de abastecimiento.

De entre la normativa existente cabe destacar tres grupos claramente diferenciados:

- Normativa de abastecimiento de carácter general. De entre estas cabe destacar la norma UNE-EN 805-2000 *“Abastecimiento de agua – especificaciones para redes exteriores a los edificios y sus componentes”*. Se trata de una norma de ámbito europeo que pretende establecer:
  - Las especificaciones generales de las redes de abastecimiento de agua exteriores a los edificios, incluyendo las conducciones principales, secundarias y acometidas de agua potable, los depósitos de red, otras instalaciones y conducciones de agua bruta (sin tratar), pero excluyendo las plantas de tratamiento y la fuente de captación.
  - Las especificaciones generales que deben cumplir los diferentes componentes.
  - Las especificaciones de tipo general destinadas a ser utilizadas por las normas de producto, las cuales pueden incluir exigencias más rigurosas.
  - Las especificaciones para la instalación, ensayos de obra y puesta en servicio.

En concreto las especificaciones contenidas en esta norma son de aplicación en los siguientes casos:

- El diseño y construcción de nuevas redes de abastecimiento de agua.
- La extensión de áreas significativas formando parte coherente de un sistema de abastecimiento de agua existente (ampliaciones de red).
- La modificación y rehabilitación importante de redes de abastecimiento existentes.

Aunque se ha pretendido incluir dentro de esta normativa todas aquellas actuaciones nuevas sobre las redes de abastecimiento de agua, no se ha contemplado la posibilidad de extender su aplicación a las redes actualmente existentes.

- Normativa de aplicación en el ámbito de las obras desarrolladas bajo en control de la Administración Central. Entre estas cabe citar:
  - *“Normas para la redacción de Proyectos de Abastecimiento de agua y Saneamiento de poblaciones”*, elaboradas por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo en el año 1976.
  - *“Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimiento de agua”* (M.O.P.U., 1974). Este pliego, publicado por Orden de 28 de julio de 1974 tiene ya bastante tiempo y en algunos de sus aspectos los contenidos quedan fuera de actualidad. En su orígenes era un pliego cuya

aplicación era obligada para todos aquellos trabajos (proyectos, ejecuciones de obra, inspecciones, dirección de obra, explotación de sistemas) realizados para la Administración.

- Un tercer bloque de normativa es el relacionado con instalaciones de tipo específico. Son normativas, en muchas ocasiones de obligado cumplimiento, que rigen los criterios mediante los cuales tienen que proyectarse determinadas instalaciones que utilizan el agua abastecida por la red de suministro. No obstante, no pueden considerarse propiamente normativa de abastecimiento de agua, ya que su relación con el sistema de distribución de agua es lejana. De entre estas normas cabe destacar:
  - La “*Norma básica para las instalaciones interiores de suministro de agua*” (NIA) publicada por Orden de 9 de diciembre de 1975. Se trata de una normativa obligada de aplicación en todo el territorio nacional para el diseño de las redes de abastecimiento de agua en edificaciones. Dicha normativa contiene un total de seis títulos. El primero de ellos se dedica a especificar las condiciones de instalación y diseño de las instalaciones de suministro de agua mediante contador. El segundo especifica las condiciones que es necesario establecer en las instalaciones para evitar los retornos de agua a las redes de abastecimiento. El tercero se dedica específicamente a las condiciones que deben cumplir los sistemas de abastecimiento de agua cuando se emplean para refrigeración y acondicionamiento de aire. Los dos títulos siguientes se dedican a dos tipos de instalación de suministro de agua muy específicos: las instalaciones provistas de fluxores o elementos de descarga y las instalaciones de suministro por aforo. Finalmente el último de los títulos establece tan solo las disposiciones de aplicación general tales como las inspecciones o pruebas que es necesario realizar en las instalaciones.
  - En el campo de las instalaciones de protección contra incendios existe también una cantidad de normativa importante. De entre éstas cabe citar la NBE-CPI 96 (Norma Básica de la Edificación. Condiciones de protección contra incendios en los edificios); el Reglamento de Instalaciones de protección contra incendios (Real Decreto 142/1993 de 5 de Noviembre) y su posterior revisión (B.O.E. de Martes 28 de Abril de 1998) y el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales (R.D- 786/2001, B.O.E. de 30 de Julio). Las dos primeras tienen su campo de aplicación en edificaciones, mientras que la última está específicamente orientada al ámbito industrial.

Un análisis de la normativa existente permite detectar la falta de normativa específica y concreta sobre criterios de diseño y condiciones que deben verificar las redes de abastecimiento de agua. Tan solo existe normativa en instalaciones muy específicas (instalaciones interiores o de protección contra incendios), al mismo tiempo que existe una amplísima normativa sobre las condiciones de fabricación, homologación y ensayo de los diferentes elementos de las redes de abastecimiento.

En este punto el papel que desempeñan tanto los Municipios como las Compañías distribuidoras es vital. En no pocas ocasiones existen recomendaciones técnicas e incluso normativas de obligado cumplimiento a escala local. Dichas normas de carácter local pueden, en ocasiones, paliar la falta de normativa específica de las redes de abastecimiento.

Sin duda, el sistema de gestión de la red de abastecimiento (ver Figura 2.2) condiciona notablemente la disposición a la generación de este tipo de normativas o recomendaciones técnicas.

También es interesante referir en este punto las normas técnicas referidas a materiales y equipos desarrolladas por Comités de Estandarización (UNE, ISO, AFNOR, DIN, etc.) y de algunas recomendaciones y normas de carácter general aplicables a las redes de distribución urbana de agua. Entre estas últimas destacaríamos las Normas Tecnológicas (NTE), desarrolladas por el Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación, fundamentalmente la referida a las redes de abastecimiento (NTE-IFA).

Por otra parte, no puede olvidarse en este apartado dedicado a la normativa las recomendaciones realizadas por Asociaciones y entidades del sector de la distribución de agua. Entre estas asociaciones que realizan una importante labor de establecimiento de criterios técnicos para la mejor gestión y explotación de las redes de abastecimiento cabe indicar: AEAS (Asociación Española de Abastecimiento y Saneamiento) a nivel nacional; y AWWA (American Water Works Association) e IWA (International Water Association, a nivel internacional.

### **3. TIPOLOGÍA DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.**

Una clasificación de las redes de abastecimiento puede contemplar numerosos puntos de vista. Pueden analizarse aspectos como el uso final que puede tener el agua, la propia topología o distribución de la red, la influencia que tiene el sistema en cuando a fuentes de suministro, abastecimiento y regulación o incluso la configuración que presenta el propio trazado de la red, originado por la evolución histórica del mismo y la orografía del sistema.

A continuación se detallan dos clasificaciones diferentes de las redes de abastecimiento, teniendo en cuenta bien el uso a que se destina el agua, bien la topología de la misma.

#### **3.1. Tipos de redes de abastecimiento atendiendo a los usos del agua.**

Los tipos fundamentales de uso del agua, que condicionan decisivamente la planificación hidrológica de las distintas cuencas hidrológicas en las que se divide nuestro país son los que se recogen a continuación:

- Abastecimiento a poblaciones, incluyendo dentro de este apartado las dotaciones necesarias para toda aquella industria de tamaño pequeño situada dentro de los núcleos urbanos y que se encuentra conectada e integrada dentro de la red de distribución municipal.
- Utilización de los recursos de agua en el ámbito industrial para la producción de energía eléctrica. Se refiere fundamentalmente a usos relacionados con grandes aprovechamientos hidroeléctricos presentes en la cuenca y que afectan a la planificación hidrológica de la misma. Asimismo es necesario considerar la presencia cada vez mayor de mini centrales hidroeléctricas con capacidad de producción para pequeñas zonas de consumo.
- Otros usos industriales del agua no relacionados directamente con la producción eléctrica.
- Utilización del agua en la agricultura. En este punto conviene destacar que en nuestro país un elevado porcentaje de los recursos acuíferos se emplea en la

agricultura, quedando una parte significativamente menos importante para el resto de los usos descritos.

Atendiendo a los diferentes usos que puede tener el agua abastecida, una red de distribución puede ser unitaria o separativa. Las primeras engloban bajo el mismo sistema un conjunto de conducciones que abastecen la totalidad de servicios y usos del agua de un núcleo urbano. Las segundas son redes específicas en las que cada uno del agua presenta su trazado y red de distribución específica. En los abastecimientos de agua de nuestro país no es frecuente encontrar redes totalmente separativas, aunque en la actualidad proliferan cada vez más sistemas unitarios en los alguno de los usos específicos en determinadas áreas se realiza de forma separativa. Algunas de estas redes separativas son:

- Redes específicas exclusivamente para el abastecimiento doméstico en determinadas zonas.
- Redes exclusivas para el riego y el cultivo. Es un caso que se presenta fundamentalmente en aquellas circunstancias en las que se dispone de fuentes de suministro alternativas (pozos propios) para este tipo de uso.
- Redes exclusivas para extinción de incendios, bien en áreas urbanas, bien en áreas industriales o bien en áreas forestales.
- Redes específicas para el servicio y abastecimiento en áreas o polígonos industriales.

### **3.2. Tipos de redes de abastecimiento atendiendo a su topología.**

Topológicamente las redes de distribución de agua presentan dos clasificaciones diferentes, dependiendo de si se analiza su estructura en planta o, por el contrario, se analizan sus cotas.

Dependiendo de la distribución en planta que presenten las redes de distribución de agua pueden ser:

- Ramificadas.
- Malladas.
- Mixtas.

Por otra parte, dependiente de las cotas que presenta el sistema la red de abastecimiento puede presentar diferentes zonas o niveles de presión. Esto se consigue disponiendo de varios depósitos en cabecera de la red. De esta forma la red de distribución, atendiendo a este criterio puede ser:

- Redes de un solo piso de presión.
- Redes escalonadas en varios pisos de presión.
- Redes alimentadas directamente mediante un sistema de impulsión.

Esta última clasificación de las redes de abastecimiento tiene una notable relación con la forma en que se regula y almacena el agua en una red de abastecimiento. Dado que en apartados posteriores de este capítulo se aborda el tema se deja la profundización sobre dichas redes para ese punto.

### Redes ramificadas.

Desde un punto de vista topológico una red ramificada es aquella que presenta una cierta estructura arbórea, en la que el agua circula siempre en el mismo sentido. No obstante, desde un punto de vista hidráulico una red ramificada es aquella en la que los caudales circulantes por las diferentes tuberías y conducciones del sistema pueden determinarse empleando únicamente la ecuación de continuidad. Este criterio implica, necesariamente que dichas redes ramificadas (denominadas redes ramificadas puras en la Figura 2.3) dispongan tan solo de un único punto de alimentación. En el caso de disponer de varios puntos de alimentación no es posible determinar, sin aplicar la ecuación de la energía, cuanto caudal es aportado por cada una de las fuentes de suministro.

Las redes ramificadas se emplean principalmente en aquellas situaciones en las que el número de abonados que se alimenta es pequeño. Como referencia puede establecerse que una red de abastecimiento puede diseñarse de forma ramificada en núcleos urbanos cuando abastece como máximo 1000 habitantes.

Las redes ramificadas se componen de forma esquemática de tuberías primarias, las cuales se ramifican en conducciones secundarias y éstas, a su vez, se ramifican también en ramales terciarios (Figura 2.4). A modo de referencia la longitud máxima de las arterias se situaría en torno a los 1000 metros siguiendo siempre los ejes principales definidos por la configuración del núcleo abastecido. Los ramales de distribución secundarios y terciarios tendrán una longitud máxima de 300 metros a fin de evitar grandes masa de agua que puedan quedar cerrados en terminales ciegos.

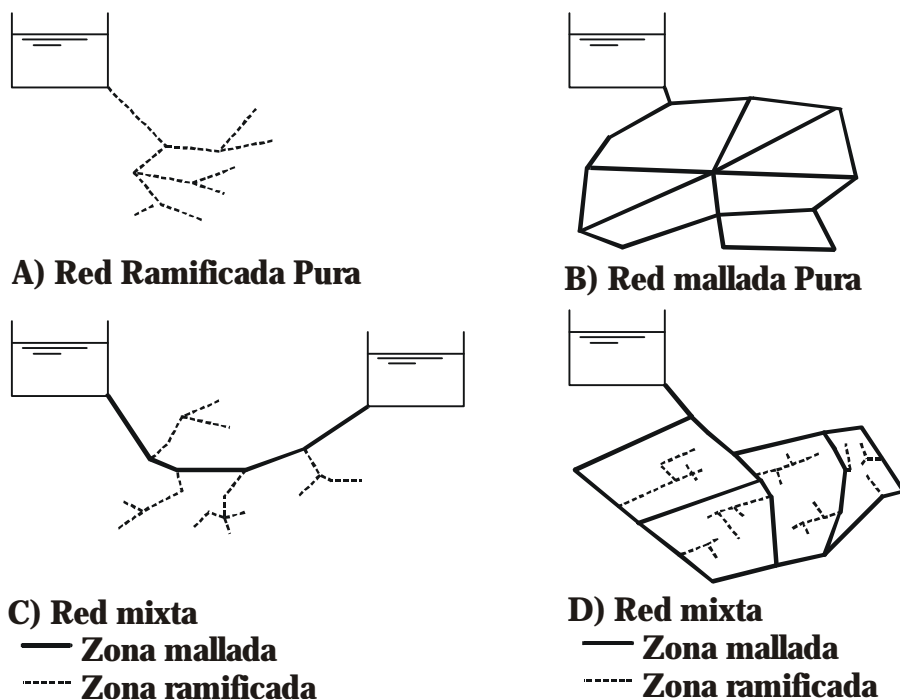


Figura 2.3. Tipos de redes según su estructura topológica.

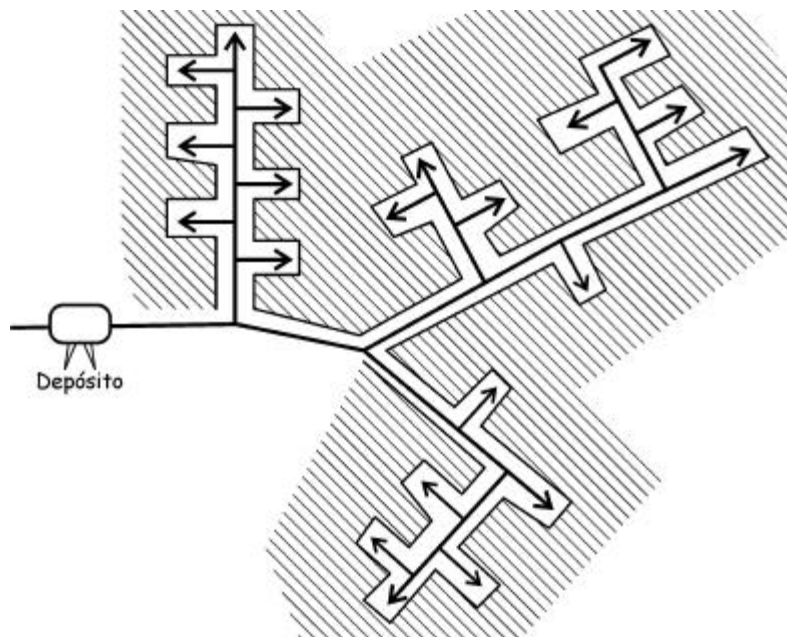


Figura 2.4. Esquema del trazado de una red ramificada.

El sistema ramificado reúne las siguientes *ventajas*:

- Los cálculos son mucho más sencillos, ya que se tiene definido el sentido de circulación y el valor del caudal por cada tubería. Esto origina que las técnicas de diseño de redes ramificadas están suficientemente contrastadas, pudiendo abordarse sin mayor complejidad un diseño económico de la red.
- Atendiendo exclusivamente a costes de inversión inicial el coste de implantación de las redes ramificadas es siempre menor que el de las redes malladas.
- La regulación de presiones en el sistema es más sencilla ya que los caudales circulantes por las conducciones son conocidos a priori. No obstante, pueden existir importantes desequilibrios de presiones entre diferentes puntos de la misma red.

Los principales *inconvenientes* de este tipo de redes son:

- No existe garantía de suministro. En el caso de un “corte” todos los usuarios situados aguas abajo del mismo no pueden ser abastecidos.
- La capacidad de ampliación de la red queda reducida si inicialmente no se ha considerado dicha posibilidad.
- Existen problemas de calidad del agua en los ramales extremos de ramificaciones. Si el tiempo de permanencia del agua en dichos ramales resulta excesivo, es necesario recurrir a purgas automáticas o mecanismos de llenado y vaciado de las conducciones afectadas.

#### *Redes malladas.*

Desde un punto de vista puramente topológico una red mallada se caracteriza por tener diferentes caminos alternativos para unir dos puntos de la red. No obstante, desde un punto de vista hidráulico una red mallada es toda aquella red que no es ramificada. Es decir, es toda red en la que la determinación de los caudales que circulan por cada una de las

líneas no puede obtenerse aplicando únicamente la ecuación de continuidad en los nudos del sistema. En este tipo de redes el establecimiento de los caudales circulantes requiere considerar la ecuación de la energía.

En las redes malladas, las tuberías principales se comunican unas con otras, formando circuitos cerrados y se caracterizan por la capacidad de alimentar las tuberías por sus dos extremos indistintamente, según se comporten las tuberías adyacentes, de manera que el sentido de la corriente no es siempre, forzosamente, el mismo (Figura 2.5).

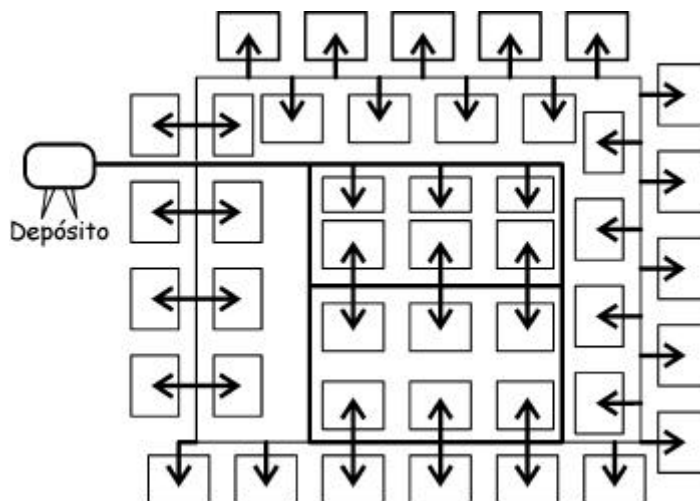


Figura 2.5. Esquema del trazado de una red de distribución mallada.

A efectos de diseño de una nueva zona de abastecimiento se tendrá en cuenta como valores de referencia que la separación máxima entre los lados opuestos de una malla será de 900 m. y la mínima de 250 m. La superficie máxima de una malla estará en torno a 30 Ha y la mínima sobre 8-9 Ha. Cada una de las mallas deberá abastecer como máximo unas 1.500 viviendas y como mínimo unas 500. En el caso de que la red de abastecimiento corresponda a un núcleo urbano de menos de 500 viviendas se constituirá una única malla de la cual partirán el resto de conducciones ramificadas.

La red quedará dividida en sectores mediante llaves de paso (Figura 2.6), de manera que, en caso necesario, cualquiera de ellos pueda quedar fuera de servicio y de este modo facilitar las operaciones de limpieza y de mantenimiento que son necesarias efectuar con carácter periódico.

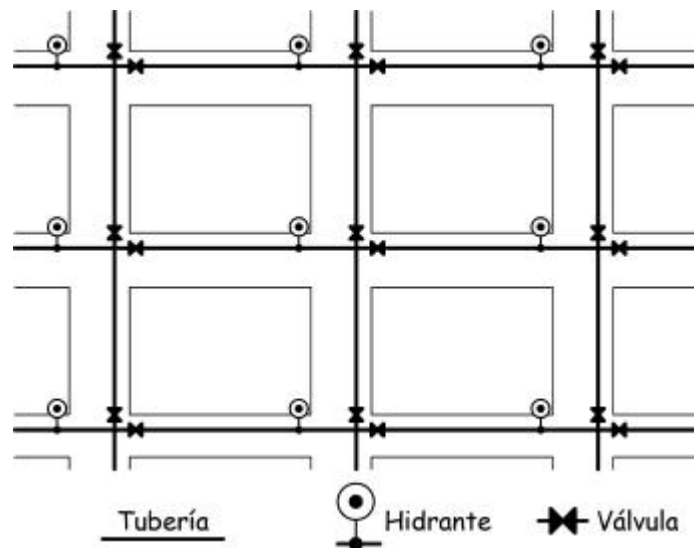


Figura 2.6. Ubicación de las llaves de aislamiento en redes malladas.

Las principales ventajas que presenta la distribución mallada en redes de abastecimiento son:

- Si la red mallada ha sido dimensionada adecuadamente se dispone de una seguridad en el suministro en caso de roturas o cortes del servicio.
- Las pérdidas de carga en el sistema son menores, lo que se traduce en valores de alturas y presiones más equilibradas. Los usuarios disponen de presiones semejantes en sus acometidas. Para lograr esto en redes ramificadas serían necesarios sistemas sobredimensionados, con lo que la ventaja económica desaparecería.
- Los problemas sanitarios se reducen ya que no se produce estancamiento del agua durante largos periodos de tiempo. El agua circula en mayor o menor medida por todas las tuberías de un sistema mallado.

Por el contrario, algunos de los inconvenientes que presentan este tipo de redes son:

- El dimensionado resulta más complejo si bien, con la utilización sistemática de programas de cálculo y simulación este problema se reduce notablemente.
- Las redes malladas, adecuadamente dimensionadas para satisfacer las presiones requeridas incluso en caso de rotura (Figura 2.7) tienen un coste de implantación mayor.
- La regulación es más compleja ya que el control de los caudales provenientes de las distintas fuentes hacia los diferentes sectores requiere disponer de un complejo sistema de válvulas que controle el trasvase de agua entre las diferentes zonas. No obstante, el equilibrio final de presiones es más sencillo que en las redes ramificadas.



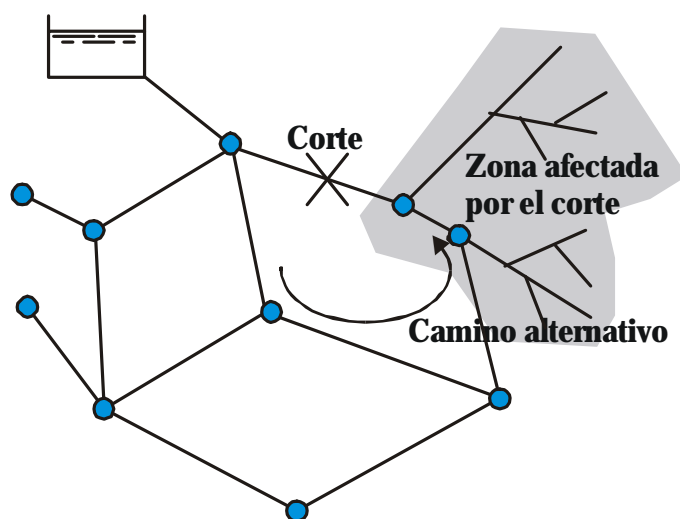


Figura 2.7. Corte del suministro en una red mallada.

#### Redes mixtas.

Las redes se caracterizan por tener una parte del sistema mallada y otra parte del sistema ramificado (ver Figura 2.3). En la parte ramificada la obtención de los caudales que circulan por las conducciones será sencilla. Para el cálculo de los tramos mallados será necesario la aplicación de la ecuación de la energía o bien formular alguna ecuación de equilibrio en la malla.

Las redes mixtas son sumamente frecuentes en las redes de abastecimiento. Con frecuencia se opta por una distribución mallada al nivel de las arterias o conducciones principales del sistema y por una estructura ramificada en los ramales de menor importancia.

En cualquier caso, los tramos ramificados no deben tener una longitud superior a 300 ni deben abastecer a más de 200 viviendas, ya que en caso de disminución de caudales el volumen de agua atrapada es importante. Los problemas de pérdida de calidad del agua pueden ser importantes cuando no se mantiene los valores de referencia anteriores.

#### 4. ESTRUCTURA DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

En un sistema de abastecimiento público de agua el proceso completo, desde la captación hasta el consumo final por parte del abonado, puede entenderse como un sistema compuesto de varias fases o etapas claramente diferenciadas. Estas etapas son las siguientes:

- Etapa de captación.
- Etapa de transporte.
- Etapas de tratamiento. Se trata de la etapa encargada de la depuración y potabilización del agua captada para dejarla en condiciones adecuadas para el consumo humano. Sin duda es un elemento fundamental dentro del proceso de abastecimiento de agua, pero claramente queda fuera del alcance de los contenidos y objetivos de este texto.
- Etapa de almacenamiento y regulación.

- Etapa de distribución.

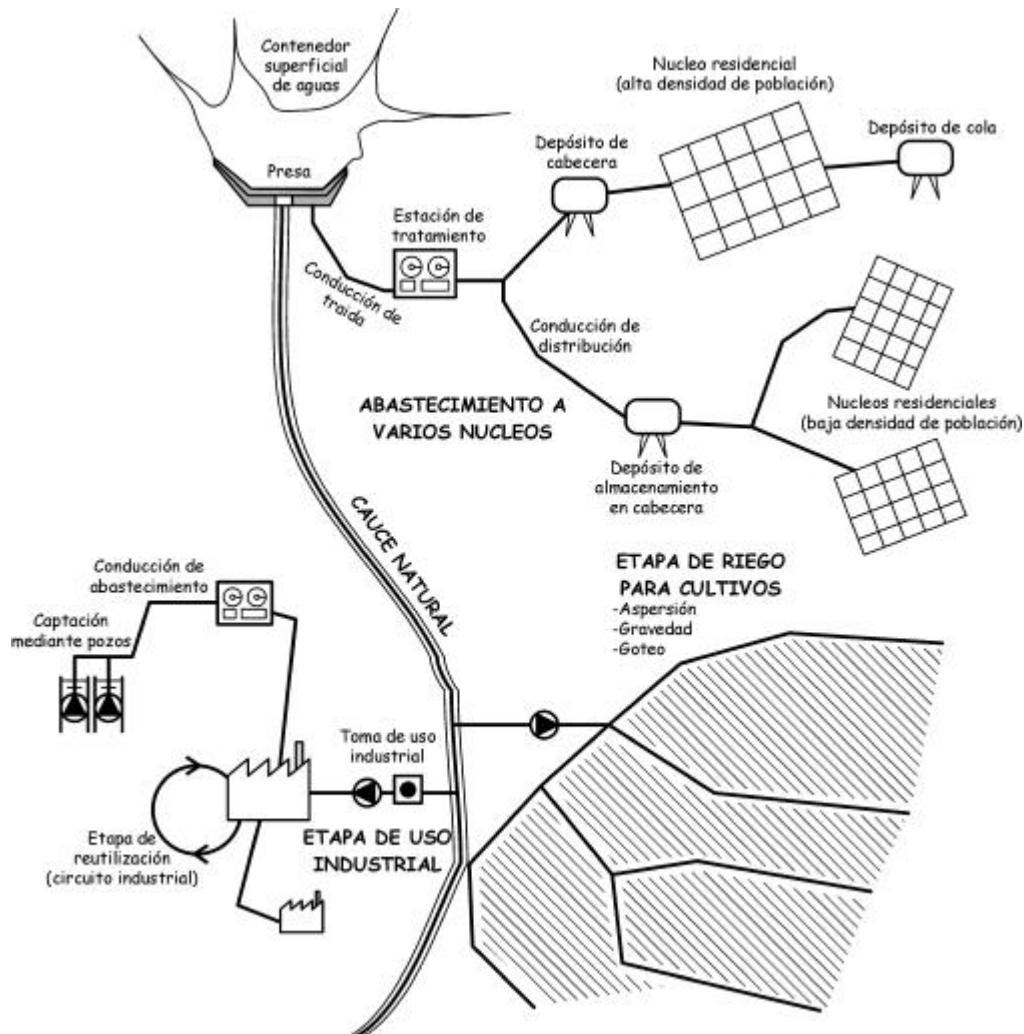


Figura 2.8. Esquema general de un abastecimiento incluyendo las diferentes etapas.

#### 4.1. Etapa de captación: el origen de las aguas para abastecimiento.

Las posibles de fuentes del agua que posteriormente se introduce en la red de abastecimiento son:

- Aguas superficiales provenientes de fuentes o manantiales existentes en la naturaleza.
- Aguas superficiales contenidas en sistemas en encauzamiento o almacenamiento naturales tales como lagos, ríos, pantanos, etc.
- Aguas subterráneas procedentes de masas de agua almacenada en el subsuelo y extraída a la superficie mediante pozos mas o menos profundos.
- Aguas subterráneas procedentes de cauces naturales, tales como ríos subterráneos.
- Aguas procedentes del reciclado. Es una tendencia cada día creciente y que sin duda favorece un ahorro de agua y una gestión más sostenible de un recurso tan escaso.

- Aguas procedentes de sistemas de desalinización de agua del mar. De entre estos métodos cabe destacar, como la técnica más frecuente, la ósmosis inversa. La utilización de este tipo de aguas presenta la desventaja de tener unos costes de producción mayores y la generación de unas salmueras cuyo vertido, en condiciones ecológicas adecuadas, debe ser estudiado adecuadamente.

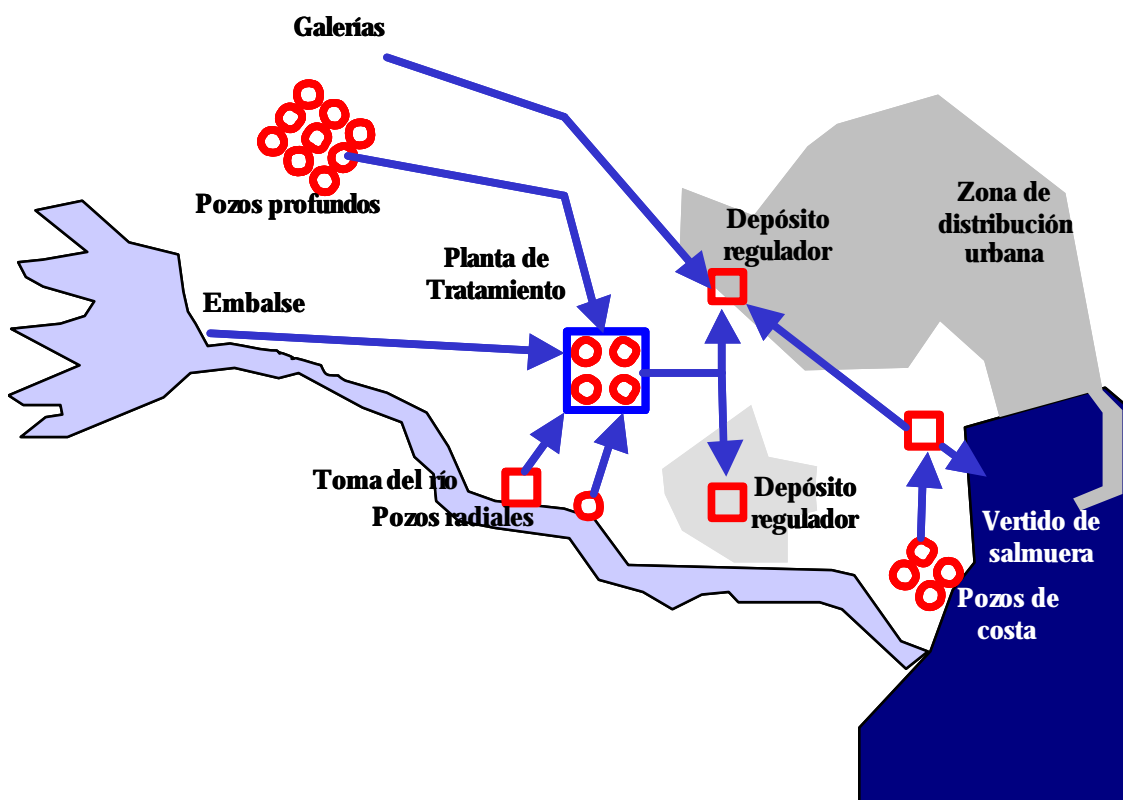


Figura 2.9. Posibles fuentes de captación del agua para un sistema de abastecimiento.

Aunque aparentemente existen muchas fuentes disponibles de agua, la realidad propia de nuestro país es que el abanico de opciones no es tan amplio. Las captaciones desde lagos, muy frecuentes en el resto de Europa, son prácticamente inexistentes en nuestro país. Asimismo la utilización de estaciones desaladoras tiene muy poca tradición, aunque las necesidades de agua crecientes de algunas poblaciones de nuestro litoral han generado la aparición de este tipo de instalaciones.

Sin duda las aguas superficiales presentan un coste de obtención y captación muy inferior a las aguas subterráneas, siendo estas últimas, por regla general, de mayor calidad que las superficiales. Aproximadamente el 35% de las aguas suministradas a núcleos urbanos en nuestro país proviene de pozos y manantiales, que además aportan suministro para riego aproximadamente al 25% de la superficie de regadío total de nuestro país.

No obstante, las aguas subterráneas suelen presentar una mayor calidad que las aguas superficiales, debido al filtrado natural que han tenido en el subsuelo. Por este motivo, las aguas subterráneas en muchas ocasiones requieren un nivel de tratamiento inferior al de las aguas superficiales. Hay que tener en cuenta que la alimentación de las reservas subterráneas de agua se produce básicamente a partir de la infiltración de las aguas superficiales.

En la Tabla 2.4 se recoge una estadística sobre el origen del agua bruta en España, de acuerdo con la última encuesta realizada por la AEAS (2000). En dicha tabla se pone de manifiesto la importancia de las agua superficiales y subterráneas respecto del resto de fuentes de agua.

Tabla 2.4. Estadísticas sobre el origen del agua bruta en España. (Fuente: VII Encuesta Nacional de Abastecimiento, Saneamiento y Depuración. AEAS, 2000)

	Entre 20.000 y 50.000 hab.	Entre 50.000 y 100.000 hab.	Más de 100.000 hab.	Áreas metropolitanas	Áreas metropolitanas total
Captaciones propias (m <sup>3</sup> )	96.912.078	67.132.182	540.656.349	807.438.510	1.612.139.119
Agua adquirida (m <sup>3</sup> )	45.456.610	43.634.088	204.269.510	0	293.360.208
Captada + Adquirida (m <sup>3</sup> )	142.368.688	110.766.270	344.925.859	807.438.510	1.905.499.327
Población abastecida (hab)	1.326.163	1.263.800	3.892.297	8.880.991	20.363.251

	Entre 20.000 y 50.000 hab.	Entre 50.000 y 100.000 hab.	Más de 100.000 hab.	Áreas metropolitanas	Áreas metropolitanas total
Captaciones propias					
Superficial	28,42%	81,26%	70,83%	95,29%	80,97%
Subterránea	51,05%	18,34%	16,56%	4,71%	12,77%
Manantiales	16,98%	0,00%	7,24%	0,00%	3,90%
Desaladas	0,00%	0,40%	5,21%	0,00%	2,09%
Otro origen	0,00%	0,00%	0,15%	0,00%	0,06%
Sin determinar	3,54%	0,00%	0,00%	0,00%	0,21%

	Entre 20.000 y 50.000 hab.	Entre 50.000 y 100.000 hab.	Más de 100.000 hab.	Áreas metropolitanas	Áreas metropolitanas total
Captaciones propias					
Superficial	28,81%	87,04%	58,32%	(*)	58,02%
Subterránea	35,00%	12,49%	24,34%	(*)	24,23%
Manantiales	0,00%	0,47%	0,00%	(*)	0,07%
Desaladas	17,32%	0,00%	8,91%	(*)	8,89%
Otro origen	13,47%	0,00%	0,00%	(*)	2,09%
Sin determinar	5,40%	0,00%	8,43%	(*)	6,71%

(\*) No se tiene constancia de que las áreas metropolitanas tengan volúmenes de agua que no procedan de captaciones propias.

### Captación de las aguas subterráneas.

Según a que profundidad se encuentre el agua podemos distinguir también dos tipos de pozos:

- *Los pozos superficiales.* Son pozos que habitualmente se realizan de hotmigón prefabricado en los casos en los que los terrenos excavados se encuentran muy sueltos. Por el contrario pueden realizarse con piezas circulares metálicas en el

caso de suelos rocosos. El agua en este tipo de pozos puede entrar por la parte inferior (fondo) del pozo o bien por lo laterales. El diámetro del pozo depende de los caudales máximos demandados por el pozo.

- *Los pozos profundos.* Son pozos en los que es necesario descender a profundidades superiores a los 50 metros para alcanzar los acuíferos subterráneos. Profundidades de perforación en torno a los 300 metros empiezan a no ser tan extrañas en una geografía como la de nuestro país en la que la creciente sequía ha originado un progresivo fenómeno de explotación de cualquier tipo de acuífero por profundo que se encuentre. Los pozos profundos se construyen utilizando tubos de acero perforado que se introducen en el terreno. Los diámetros de estos pozos oscilan entre los pocos centímetros y 1 metro, dependiendo de los caudales de bombeo esperados. Para excavar dichos pozos es necesario emplear sistemas de rotación, de percusión o sistemas mixtos.

### *Captación de aguas superficiales.*

Mediante la construcción de contenedores superficiales (presas, embalses, etc.), es posible embalsar las aguas de escorrentía y aprovecharlas en el regadío y en el abastecimiento de las poblaciones. Atendiendo a la tipología que presentan los embalses pueden clasificarse de la siguiente forma:

- *Presas de gravedad:* Estas presas resisten el empuje de las aguas por su propio peso. Pueden estar construidas de hormigón en masa o de materiales sueltos.
- *Presas de bóveda.* Son presas que se construyen utilizando hormigón armado y pretensado. La estructura de este tipo de presas se organiza de forma que los empujes hidrostáticos realizados por el agua se transmiten a los apoyos laterales que tiene la presa en terreno firme.

El papel fundamental de los embalses es la regulación de los caudales de una cuenca determinada hidrográfica. Se genera así una acumulación de los volúmenes por exceso en épocas con gran capacidad de aportación (época de lluvias). Dichos volúmenes se aportan con posterioridad en épocas en las que el aporte de la cuenca es inferior a la demanda (época estival). En el caso de realizar una regulación Inter.-anual de la presa se puede prevenir las faltas de suministro durante determinados periodos de sequía.

Atendiendo fundamentalmente a la utilización posterior que se hace del agua contenida en la presa o embalse se habla de presas hidroeléctricas, presas de riego, presas para abastecimiento o incluso presas de uso mixto.

### *Desalación del agua de mar.*

A través del proceso de desalación del agua de mar, se procede a retirar de las aguas, mediante diferentes técnicas, el exceso de cloruro de sodio que posee el agua de mar y que la hace no apta para el consumo.

La creciente escasez de agua de muchas localidades, fundamentalmente próximas a la costa mediterránea, ha generado la necesidad de recurrir a la experimentación con variadas y sofisticadas tecnologías en el campo de la potabilización o desalación de las aguas de mar.

En la actualidad se está utilizando, de un modo preferente, es el sistema de desalación de agua de mar de ósmosis inversa.

### *Depuración de las aguas residuales.*

Cuando se procede a eliminar una gran proporción de la materia orgánica que contienen las aguas residuales, procediendo por lo tanto su mineralización, decimos que estamos depurando esas aguas. Las aguas de esta manera tratadas, que de ningún modo se pueden considerar aptas para el consumo humano, pueden ser de nuevo utilizadas (reutilizadas) en menesteres como; el riego de jardinería, la limpieza de redes de alcantarillado, etc.

La depuración de las aguas residuales, ha conocido en estos últimos decenios un importante desarrollo en nuestro país, tanto en todo lo concerniente a las infraestructuras existentes, a su nivel tecnológico, como también a la sensibilización que ha experimentado la opinión pública respecto a la necesidad y conveniencia de depurar las aguas residuales.

A comienzo de los años sesenta, la tecnología habitualmente empleada se basaba en el empleo de tanques Inhoff, auténticos búnkeres de hormigón, de los cuales quedan aún alguno en activo.

Desde entonces, la tecnología de la depuración de las aguas residuales se ha venido beneficiando de la experiencia que se ha ido adquiriendo en las numerosas realizaciones que existen en España.

La Ley de aguas estatal, incorpora con rango de ley, un conjunto de artículos relacionados con el tema de las aguas residuales.

### **4.2. Etapa de conducción: aducciones principales del sistema.**

La etapa de conducción del abastecimiento está constituida por todas aquellas tuberías de tamaño importante que transportan el agua desde las fuentes de abastecimiento hasta los núcleos urbanos. Se incluye dentro de esta definición tanto las aducciones por gravedad como las aducciones de bombeo, así como el conjunto de conducciones que llevan el agua desde la fuente de captación hasta el sistema de tratamiento y las que llevan el agua desde dicho sistema de tratamiento a los depósitos de cabecera de la red.

La tradición histórica de este tipo de instalación sugiere un transporte en lámina libre (circulación por canales). No obstante, es cada vez mayor el uso y empleo de estos sistemas en sistemas a presión. Es lo que comúnmente se denomina sistemas de abastecimiento en alta. En no pocas circunstancias las empresas encargadas de la explotación del abastecimiento en alta y en baja son distintas. Las primeras se encargar de generar agua en calidad suficiente y colocarla como fuente de suministro a un número determinado de empresas concesionarias.

La clasificación entre los suministros en alta y en baja también tiene una relación con los niveles máximos de presión admisibles en cada uno de los sistemas. Así, una red en baja está pensada para la distribución directamente dentro del núcleo poblacional a los abonados. Por ello existen restricciones de presiones máximas de suministro, entorno a los 6 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso del suministro en alta estas presiones pueden verse superadas de forma habitual.

Una de las características principales de este tipo de conducciones es la capacidad de transporta grandes distancias. El tendido total de esta etapa del abastecimiento (que puede llegar a tener kilómetros) antes de llegar al punto de destino depende fundamentalmente de

lo alejado que se encuentren las fuentes de suministro, las obras de captación y de tratamiento de los diferentes núcleos que se pretenden abastecer.

Aunque no de forma exclusiva este tipo de conducciones o aducciones principales del sistema se construyen en materiales con cierta rigidez. Son así característicos el empleo del acero, la fundición, el hormigón armado, y más recientemente el poliéster reforzado con fibra de vidrio. La importancia de estas conducciones, que afectan en ocasiones al suministro de poblaciones enteras, requiere extremar los criterios de seguridad para impedir cualquier posible fallo en el suministro. En esta idea, y con la previsión de futuras ampliaciones de las redes abastecidas, suele sobredimensionarse el diámetro necesario de las tuberías. Así, por ejemplo, un incremento del orden de un 15% aproximadamente sobre el diámetro de las conducciones, puede generar que en el futuro se tenga una capacidad de aumentar los caudales circulantes en un 50% sobre el valor de proyecto inicialmente considerado.

### *Tipología de las aducciones.*

Aunque en el capítulo posterior se entra en detalle en el funcionamiento de los diferentes tipos de aducciones, se presenta a continuación las tres topologías de aducción características de esta etapa de un abastecimiento.

- Aducciones mediante canales (aducciones en lámina libre). Se trata de sistemas en los que el agua se transporta libremente por efecto de una pendiente motriz favorable al movimiento. Las pendientes finalmente construidas están limitadas por las condiciones hidráulicas del conducto y las necesidades de mantenimiento. Estas restricciones en los valores que puede adoptar la pendiente del canal condiciona de forma decisiva tanto el trazado como el perfil longitudinal de la aducción. Por este motivo, el empleo de aducciones en lámina libre requiere, con frecuencia, de la construcción de acueductos, sifones y túneles.

Una de las principales desventajas que presentan las aducciones en lámina libre es la posibilidad de que el agua transportada sea contaminada por algún tipo de agente. De ahí que este tipo de aducciones se emplee tan solo para transporte de aguas brutas sin tratamiento o bien para instalaciones como el riego en las que los efectos sobre una posible contaminación de las aguas son menores.

- Aducciones por gravedad. Se trata de conducciones cerradas, funcionando a presión, pero donde el principio de movimiento es el mismo que en las aducciones en lámina libre: la pendiente motriz favorable. Este tipo de aducciones permiten realizar un trazado directo sin la realización de costosas obras complementarias para mantener las pendientes en unos valores razonables. Es pues, un sistema mucho más flexible y que además presenta la ventaja de tener un menor riesgo de contaminación frente a agentes externos que las aducciones en lámina libre.

En general, las aducciones por gravedad tienen un mayor aprovechamiento hidráulico de la sección, son de menor diámetro y disponen de cierta flexibilidad de instalación en las juntas. Por el contrario, son instalaciones en la que se requiere la instalación de abundantes elementos accesorios (ventosas de llenado y vaciado de la conducción, purgadores, desagües, válvulas de aislamiento, válvulas de protección, etc.).

- Aducciones de bombeo o impulsiones. Es usual que el agua en las captaciones tenga menor cota piezométrica que la necesaria para cumplir un servicio. La energía necesaria para su utilización se le proporciona mediante bombas.

#### *Recomendaciones para el trazado de aducciones e impulsiones.*

Algunas de las recomendaciones más características que es necesario tener en cuenta en el trazado de las aducciones principales de un abastecimiento son:

- Cuando sea posible se llevará la conducción de alimentación por los caminos existentes y en todo caso se señalará su posición.
- Se debe duplicar la conducción en los tramos que presenten una mayor dificultad de acceso y reparación.
- La conducción debe seguir un trazado regular formado por alineaciones largas y ángulos abiertos, a profundidad uniforme, con las variaciones precisas para evitar irregularidades, sobre todo puntos altos, evitando profundidades que impidan la reparación con medios normales.
- Evitar puntos altos en los que la cota se encuentre por encima de la altura estática del sistema

#### **4.3. Etapa de almacenamiento y distribución.**

La planificación correcta de la infraestructura hidráulica de un abastecimiento implica la necesidad de incluir no solo una serie de conducciones primarias, secundarias y terciarias, sino también unos depósitos de reserva y en el caso de que sea necesario unos sistemas de bombeo. En definitiva, hay que definir el sistema completo de almacenamiento y distribución del agua tratada.

A lo largo del día los caudales aportados desde las diferentes captaciones se mantienen prácticamente constantes, al mismo tiempo que los caudales consumidos varían según la demanda diaria, siendo difícil en muchos casos determinar con antelación y precisión dichas demandas.

Se hace preciso pues, necesario disponer de importantes volúmenes de agua almacenada en depósitos de cabecera de las redes con el objeto de poder hacer frente a las mayores demandas de agua que se producen en las horas punta.

El volumen de agua que debe tener el depósito de regulación que se sitúa en la cabecera de la red debe ser equivalente al caudal que se demanda durante todo un día o incluso dos días. Se trata de un criterio sumamente extendido que se vuelve más drástico en poblaciones que, por sus condiciones de aporte hídrico, pueden tener periodos horarios sin suministro desde las fuentes de captación.

Por otra parte, el volumen no debe ser demasiado grande. En los casos en los que el depósito se construye de dimensiones excesivamente grandes, con la idea de atender la demanda, las condiciones de salubridad y calidad del agua se ven considerablemente reducidas.

En las redes de distribución, puede ser necesario instalar otros depósitos, que se colocan en puntos elevados para paliar determinadas deficiencias en el servicio. Se instalan así, bien en medio de los abastecimientos, bien en el extremo de los mismos, dependiendo de la configuración del abastecimiento de la orografía del terreno y de las necesidades de



suministro. A estos depósitos que se les denomina depósitos de cola, y su dimensionado se detalla en capítulos posteriores de este curso. Sin duda la capacidad de estos depósitos debe ser, por regla general, bastante inferior a la de los depósitos de cabecera.

Por regla general los depósitos deben situarse en lugares elevados, para de este modo siempre disponer de la energía de posición, de otro modo habría que recurrir a bombeos de por sí problemáticos. La posición de los depósitos reguladores está muy relacionada con el sistema de distribución que hayamos seleccionado para nuestros núcleos. En este sentido cabe destacar una situación bastante frecuente en no pocos municipios. Se trata de la existencia de núcleos poblacionales alimentados tradicionalmente desde un depósito con capacidad suficiente. La ampliación de la red y la ampliación de la altura edificable en determinadas zonas de la red de distribución puede generar una incapacidad del depósito para abastecer a la totalidad de los abonados directamente (ver Figura 2.10). En estas circunstancias tan solo puede recurrirse a bombear el defecto de altura. La solución más adecuada en estos casos es instalar un grupo de bombeo específico en aquellos edificios en los que no se verifican las condiciones de suministro a fin de evitar tener que aumentar los niveles de presión en la totalidad de la red y con la totalidad del caudal bombeado.

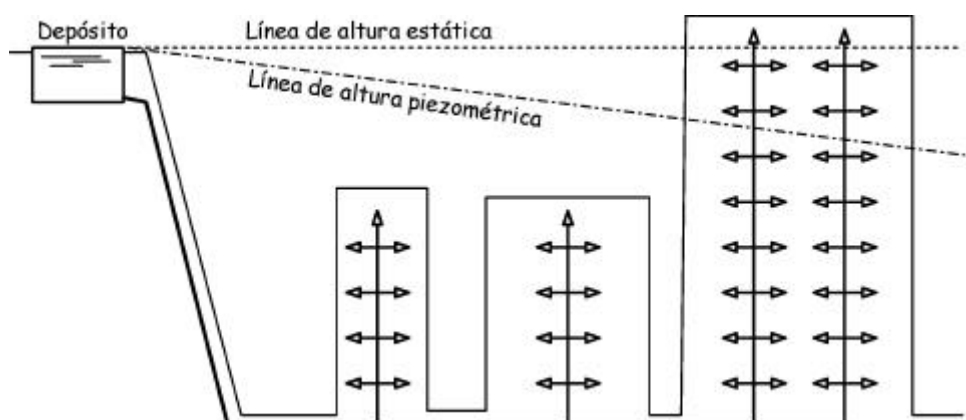


Figura 2.10. Insuficiencia de los depósitos de cabecera para suministrar determinados edificios.

Los trabajos fundamentales de los depósitos que se instalan en las redes de distribución son los siguientes:

- Almacenamiento y regulación de las aguas.
- Escalonamiento de presiones, al actuar como elementos de ruptura de carga.
- Racional distribución de las redes por pisos, cuando ello sea preciso.

En los apartados siguientes se recogen de forma esquemática algunos de los sistemas de configuración de las etapas de aducción y distribución más características.

#### *Redes de un solo piso de presión.*

Cuando las presiones estáticas máximas que hacen falta para alcanzar las presiones dinámicas mínimas necesarias, resulten, en todos los puntos de la red, iguales o inferiores a  $6 \text{ Kg/cm}^2$ , se podrá disponer de una instalación constituida por un depósito regulador para un solo piso con o sin depósito de cola. Se trata del sistema de alimentación más sencillo en el que un grupo de bombeo llena el depósito de cabecera y desde el mismo se abastece la

totalidad de la red de distribución (Figura 2.11). En determinadas situaciones, fundamentalmente originadas por aumentos de las demandas, la cota geométrica del depósito no es suficiente para abastecer los caudales punta en unas condiciones de presión y caudal adecuadas. En estos casos se recurre a la construcción de depósitos de cola (Figura 2.12), tal como se ha descrito en apartados anteriores.

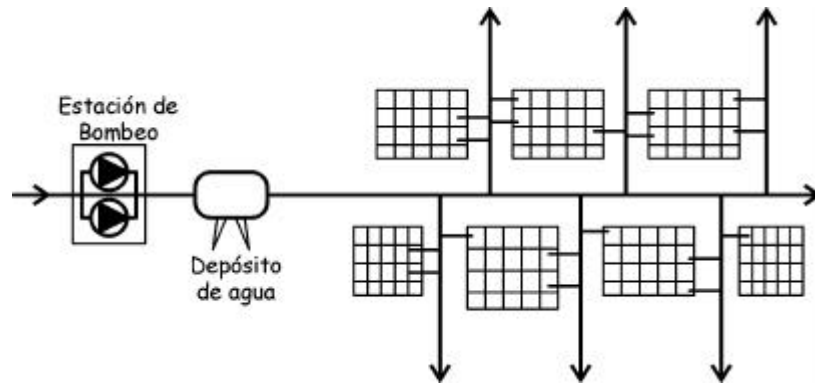


Figura 2.11. Esquema de una red con un único piso de presión alimentada únicamente desde un depósito de cabecera.

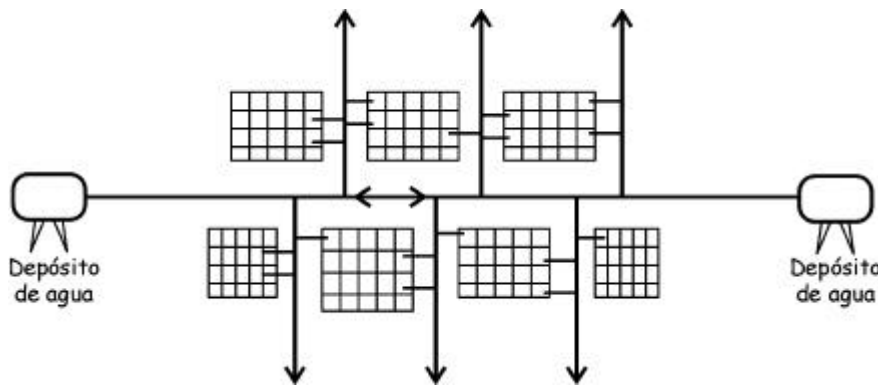


Figura 2.12. Esquema de una red con un único piso de presión alimentada mediante un depósito de cabecera y un depósito de cola.

#### *Redes escalonadas con varios pisos de presión.*

En el caso de topografías muy accidentadas, pueden existir sectores de la red de distribución en los que se superen presiones máximas del orden de  $\text{Kg/cm}^2$ . En estos casos resulta necesario, por tanto, dividir el áreas total abastecida en un número de pisos suficiente, de forma que en ninguno de ellos se generen presiones excesivas. Tal es el caso mostrado en la Figura 2.13, donde se muestra cómo el escalonamiento en niveles de presión puede realizarse tanto en el tramo de impulsión desde una estación de bombeo hasta el depósito de cabecera como en el caso de que se alimente directamente desde el depósito de cabecera y la cota topográfica del mismo sea excesiva.

El escalonamiento de presiones en distintos niveles en el tramo de impulsión puede realizarse instalando diferentes depósitos, bien de gran capacidad (depósitos de regulación), bien de pequeña capacidad (torres de presión). Por su parte el escalonamiento en pisos de presión en aducciones por gravedad puede realizarse mediante la instalación de depósitos

de regulación intermedios, mediante la construcción de depósitos o arquetas de rotura de carga e incluso con la instalación de válvulas reductoras de presión.

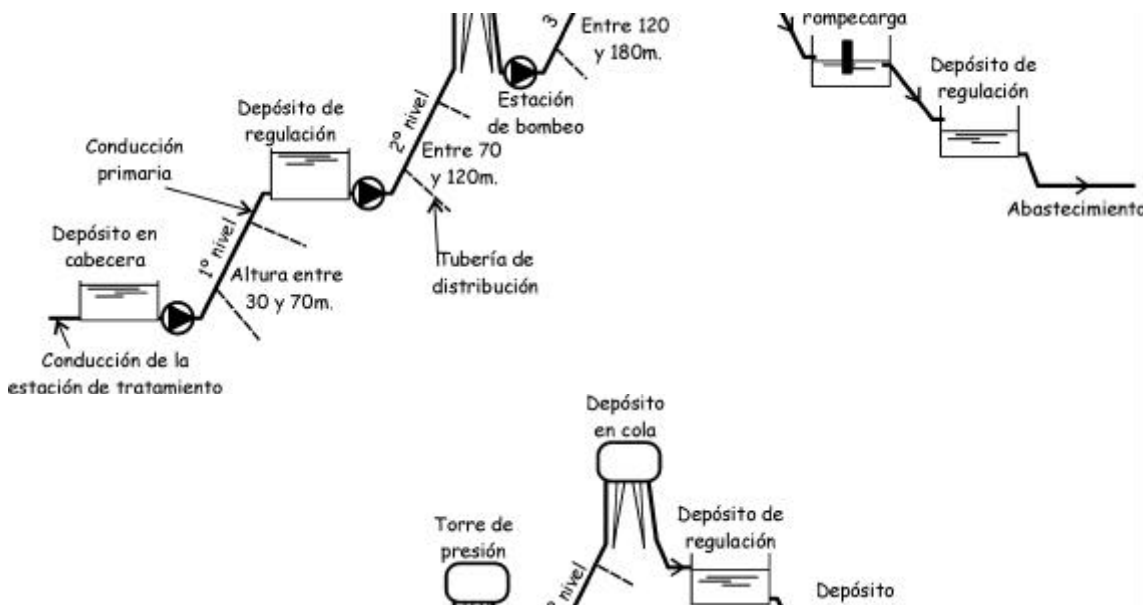


Figura 2.13. Esquema de una etapa de aducción con diferentes pisos o escalones de presión.

#### *Redes abastecidas directamente mediante grupo de bombeo.*

En determinadas situaciones en la que la orografía del terreno no lo permite se hace necesario el suministro directo mediante grupos de bombeo. Se trata de situaciones en las que la cota topográfica en la zona de abastecimiento no es suficiente para garantizar las presiones mínimas necesarias (Figura 2.14).

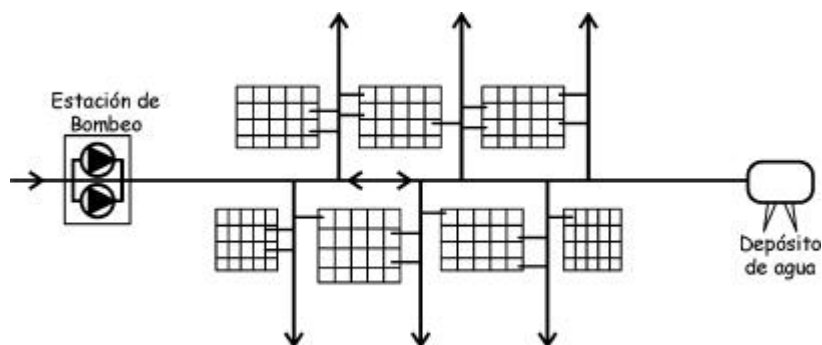


Figura 2.14. Esquema de una red suministrada directamente mediante un grupo de bombeo.

La presencia de sistemas de inyección directa a red presenta el problema de su capacidad de regulación. La demanda variable consumida por parte de los diferentes abonados genera unos regímenes de funcionamiento a los grupos de bombeo muy variables. Existen multitud de sistemas de regulación, cuyo funcionamiento en detalle se dedica en un capítulo específico de este curso. No obstante, a continuación se indican aquellos sistemas que implican la presencia de algún elemento adicional en la red. Quedan así de lado sistemas de regulación tales como el empleo de varias bombas que arrancan o

paran en función de la demanda, o el empleo de variadores de velocidad para ajustar la curva motriz del grupo de bombeo a la demanda exigida.

Una de estas formas de regulación lo constituyen los depósitos de compensación, cuyo funcionamiento es muy similar al de los depósitos de cola. La diferencia principal de este tipo de depósito es su ubicación: entre la estación de bombeo y el tramo de la red que se pretende abastecer (Figura 2.15). La función de este depósito es aportar caudales en hora punta y disminuir de esta forma los caudales suministrados por el grupo de bombeo. Así, se consigue mantener los niveles de presión en un umbral mínimo por debajo del cual no se baja. El periodo nocturno, en el que los caudales disminuyen y los niveles de presión aumentan se reponen los volúmenes aportados por el depósito.

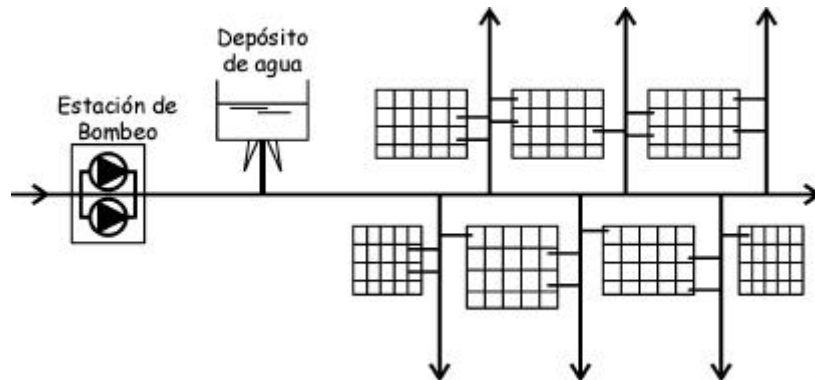


Figura 2.15. Sistema alimentado directamente con grupo de bombeo y depósito de compensación.

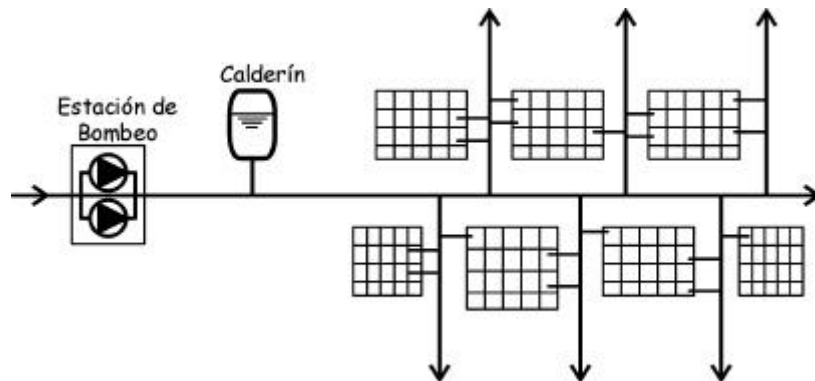


Figura 2.16. Sistema alimentado directamente con grupo de bombeo y depósito de compensación a presión (calderín).

Una alternativa diferente al depósito de compensación para el caso de suministros pequeños es utilizar un depósito de compensación presurizado o calderín (Figura 2.16). En este tipo de instalaciones se instala un calderín de acumulación a la salida, a fin de evitar que los grupos de bombeo trabajen de forma continua. El papel de regulación de este tipo de depósitos (calderines) es menor ya que su capacidad de almacenamiento se ve muy reducida. Este tipo de regulación es el que de forma más habitual se presenta en los suministros interiores en edificaciones en los que la presión de la red no es suficiente y es necesario emplear un grupo de bombeo.

En definitiva, el suministro mediante la inyección directa a red de los grupos de bombeo puede complementarse con el empleo de depósitos de compensación y de cola a fin de mantener una uniformidad del suministro. Por último hay que destacar que este tipo

de suministro directo en red normalmente se realiza para redes construidas en un único piso de presión. En el caso de realizarse un suministro de este tipo en redes de varios pisos de presión se producirían excesos de bombeo y el rendimiento energético del sistema no sería el adecuado.

#### 4.4. Distribución de agua.

La red de distribución es la parte del sistema que transporta el agua directamente hacia los puntos de consumo (edificios, industrias, bocas de riego e incendio, etc.). Está construida por todo un conjunto de tuberías, piezas especiales y elementos dispuestos y ordenados de forma conveniente para garantizar el abastecimiento.

Hay que destacar que dentro de las redes de distribución se han producido, en los últimos años, toda una serie de cambios importantes en determinados aspectos de las conducciones y elemento. Algunas de las más significativas son:

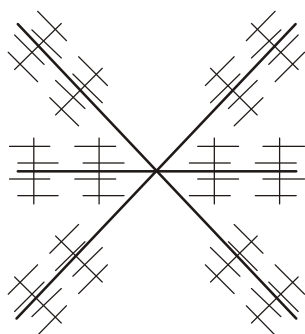
- Empleo de nuevos materiales de carácter plástico que han adquirido gran auge en las áreas de distribución.
- Incremento de los valores correspondientes a los diámetros mínimos necesarios.
- Aumento de la conciencia en la instalación de hidrantes de incendios en los abastecimiento. La instalación de estos elementos ha condicionado de forma implícita el incremento de los diámetros mínimos.

Dos son los parámetros que definen la red de distribución de un abastecimiento de agua: el trazado o distribución topológica de la red y los elementos que la componen. En este apartado se aborda el primero de los aspectos, quedando los elementos que componen la red de distribución para el apartado siguiente de este capítulo.

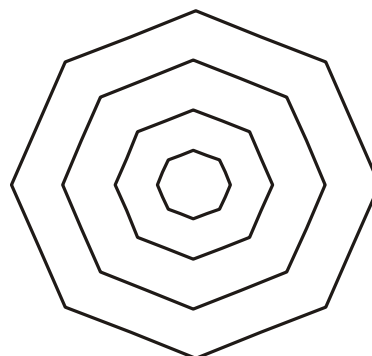
La organización de las redes de distribución depende de:

- La topografía del territorio a abastecer: Los territorios muy accidentados por ejemplo, exigen el desarrollo de redes de distribución ramificadas de varios pisos, en las áreas de llanura, sin embargo, el desarrollo del sistema mallado no tiene grandes problemas.
- Características y morfología del tejido urbano: Las características y morfología del tejido urbano es un condicionante de primer orden, la distribución se ve muy afectada sobre todo cuando en determinadas áreas, no se pueden establecer estrictas limitaciones de densidades y alturas así como la previsión de mecanismos de planeamiento que descongestionen estas zonas particularmente voraces de este servicio.
- Condiciones urbanísticas y usos del territorio. Sin duda de la planificación urbanística condiciona decisivamente el trazado de las conducciones. En la Figura 2.17 se recogen diferentes modelos de desarrollo urbanístico que pueden establecerse dentro de un núcleo urbano. En cada uno de ellos existen unas direcciones principales que constituyen la espina dorsal o el eje del abastecimiento, que ser ramificado o mallado. A partir de dicho eje central surgen las diferentes conducciones secundarias (en general ramificadas) a las que se conectan los diferentes abonados.

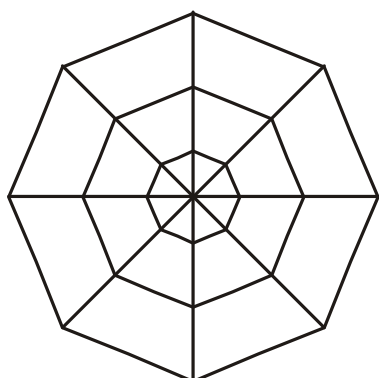
A modo de ejemplo en la Figura 2.18, en la Figura 2.19 y en la Figura 2.20 se recogen los diferentes ejemplos de redes de distribución recogidos en la norma UNE-EN 805. Se trata de una serie de ejemplos en los que se pone de manifiesto la diferente organización que pueden presentar tanto las conducciones principales como las conducciones secundarias conectadas a las primeras.



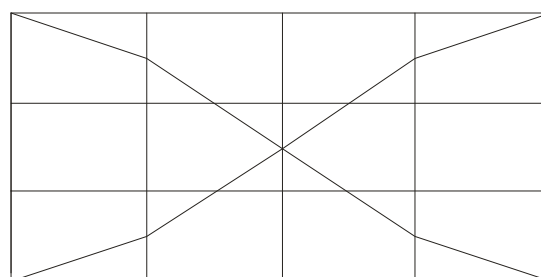
**Modelo de desarrollo radial.**



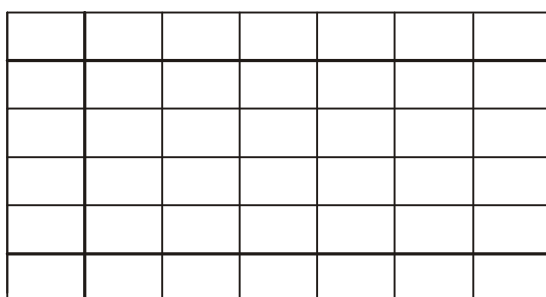
**Modelo de desarrollo concéntrico.**



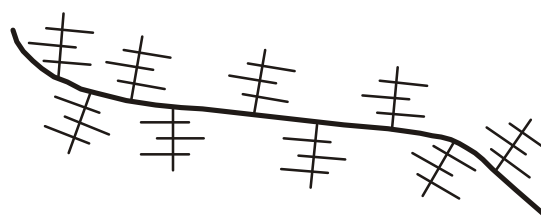
**Modelo de desarrollo radioconcéntrico.**



**Modelo de desarrollo reticular diagonalizado.**



**Modelo de desarrollo reticular**



**Modelo de desarrollo lineal**

*Figura 2.17. Modelos de desarrollo urbano y del trazado de la red de distribución.*

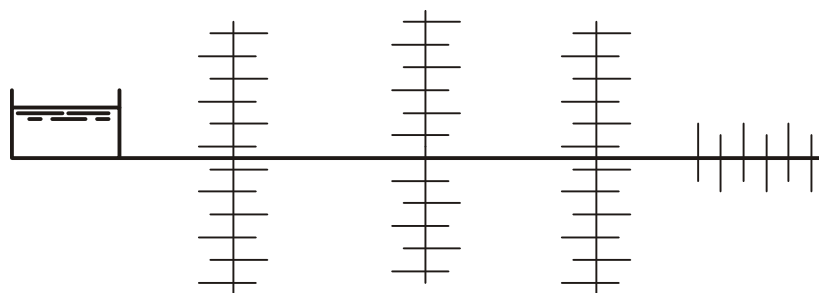


Figura 2.18. Ejemplo de trazado con una conducción principal lineal y ramificaciones de distribución. (Fuente: Norma UNE-ENE 805:2000).

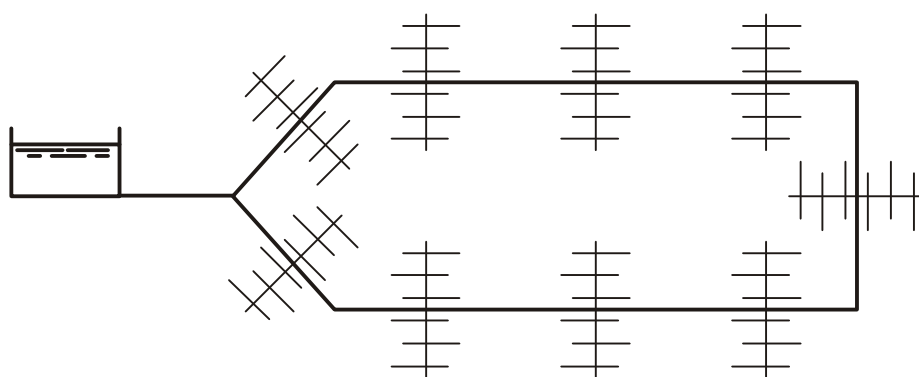


Figura 2.19. Ejemplo de una red mallada simple que incluye una conducción periférica y ramificaciones de distribución. (Fuente: Norma UNE-ENE 805:2000)

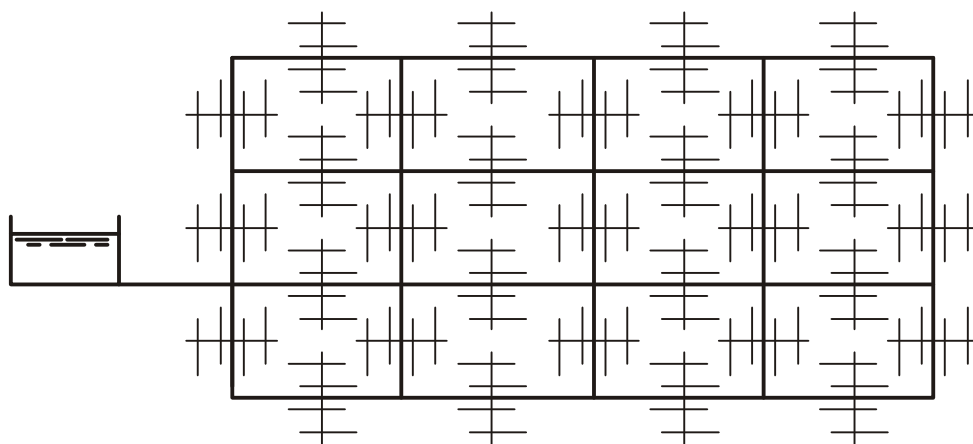


Figura 2.20. Ejemplo de una red mallada que incluye conducción periférica y conducciones de distribución malladas. (Fuente: Norma UNE-ENE 805:2000)

En la Figura 2.18 existe una conducción principal de forma ramificada que define el eje sobre el cual se desarrolla la población. El resto de conducciones de tamaño e importancia menor se conectan con dicho eje principal. En general las conducciones secundarias también presentan una estructura ramificada, aunque excepcionalmente en algunos casos pueden llegar a mallarse.

La Figura 2.19 recoge un caso en el que el eje principal presenta una estructura mallada. Dicha estructura se ha reducido a una única malla, si bien puede adoptar

cualquiera de las morfologías descritas en la Figura 2.17. Las conducciones de tipo secundario que parten del eje principal presentan un trazado ramificado, ya que cada una de ellas abastece a un número de usuarios pequeño.

Finalmente la Figura 2.20 recoge un caso que podría considerarse como más complejo. Se trata de una abastecimiento con una configuración reticulada como eje principal de reparto de los caudales. A partir de dicha configuración básica se conectan, en general de forma ramificada, el resto de conducciones secundarias del sistema.

La mayoría de las redes de distribución no presentan definiciones tan claras, ya que la historia y la evolución del abastecimiento afectan notablemente a la morfología actual.

## 5. ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN.

La parte fundamental de una red de distribución la constituyen los distintos elementos que la componen. Una parte importante de estos elementos han sido descritos ya con anterioridad al abordar las distintas fases o etapas de un abastecimiento de agua. Por ello en este apartado centramos la atención únicamente en los elementos más característicos de la red de distribución en su etapa final de dar suministro a los abonados. Se dejan así de lado las etapas de captación, tratamiento y transporte del agua, así como elementos de regulación tales como los depósitos y las bombas.

Los principales tipos de elementos a considerar son:

- Tuberías.
- Válvulas.
- Elementos de medición y control del sistema.
- Elementos encargados de generar el consumo final del sistema.

Una de las mejores recopilaciones de los elementos que pueden instalarse en un red de distribución es la recogida en Fuertes y otros (2002). Dado el interés de dicha recopilación en los próximos apartados se recoge buena parte de la información recogida en dicha referencia, destacando fundamentalmente la influencia que cada uno de los tipos de elemento presenta sobre las redes de abastecimiento.

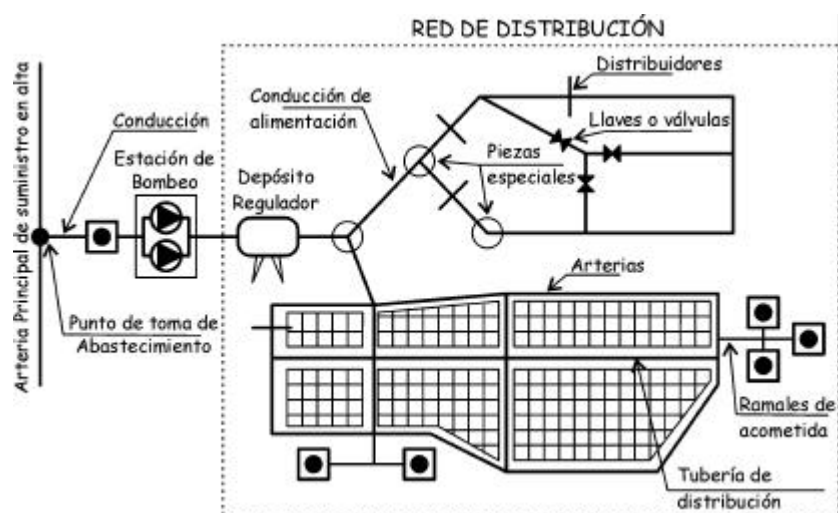


Figura 2.21. Elementos que componen una red de distribución.



### 5.1. Tuberías.

Las tuberías son el elemento principal de la red de distribución, al mismo tiempo que el más numeroso. La inmensa mayoría de los problemas de diseño, operación, mantenimiento y rehabilitación se encuentran relacionados directa o indirectamente con dichos elementos.

A los efectos de destacar la importancia de estos elementos se recogen a continuación los datos estadísticos aproximados obtenidos en el municipio de Valencia. Estos datos estadísticos (Fuentes y otros, 2002) respecto a la totalidad de trazado de la red de distribución existente son:

- 3,5 metros de tubería instalada por cada abonado de la red de distribución, considerando la totalidad de los abonados del abastecimiento.
- 1,3 metros de tubería por habitante, considerando la totalidad de los habitantes censados en el momento de realizarse la estadística.
- 300 metros de tubería por cada hectárea en la zona de la ciudad donde existe mayor concentración urbana. Es decir, dejando de lado áreas de suministro con densidad de población claramente por debajo de la media.

Los conductos que conforman la red de distribución se pueden clasificar en varios tipos, de acuerdo a la función que desempeñan y al tamaño relativo al resto del abastecimiento:

- *Tuberías principales o (tuberías de alimentación).* Son las conducciones de mayor diámetro y responsables de la alimentación de los conductos secundarios. Su principal función es, pues, la conducción. Como regla general trata de evitarse la realización de tomas o conexiones sobre este tipo de conducciones.
- *Tuberías o conductos secundarios (arterias de conducción).* Son conducciones de diámetro menor que las anteriores. Su papel es transportar el agua desde las arterias (tuberías de alimentación) a las tuberías de distribución. Se intenta evitar el realizar conexiones o tomas sobre dichas conducciones, aunque los consumidores principales del abastecimiento se encuentran conectados a este tipo de tuberías.
- *Tuberías de distribución.* Son las conducciones encargadas de transportar el agua hasta las propias acometidas de los diferentes puntos de consumo. Son conducciones específicamente diseñadas para realizar sobre las mismas numerosas tomas. Por ello el material de dichas conducciones debe permitir la realización de tomas en carga, que permitan realizar nuevas conexiones en el sistema sin interrumpir el suministro.
- *Ramales o acometidas.* Es el conjunto de tuberías y válvulas que enlazan la red pública con la instalación interior del edificio, junto al muro de la fachada. Habitualmente no se considera a estos ramales incluidos en las redes de distribución.
- *Tuberías de traída o aducciones.* Son conductos que unen los puntos de producción de agua con la red de distribución y, por tanto, no forman parte de ésta.

La clasificación anterior es sumamente general y, lógicamente puede ser diferente en cada abastecimiento. Dependiendo del tamaño de la red de distribución pueden desaparecer algunos de los tipos descritos con anterioridad (redes pequeñas) o bien

aparecer nuevos tipos de conducciones (grandes redes de distribución en áreas metropolitanas).

Los materiales más utilizados son la fundición dúctil, el polietileno, el PVC, el fibrocemento, el hormigón, el poliéster reforzado con fibra de vidrio y el acero. Cada uno de estos materiales dispone de diferentes sistemas de unión y una gama específica de elementos accesorios. El detalle de este tipo de uniones y accesorios, así como las características de cada uno de los materiales se detallan en capítulos posteriores de este curso.

### *Características de los materiales utilizados en las redes de abastecimiento.*

Algunas de las características de los distintos materiales utilizados en las redes de distribución de los abastecimientos de agua son las que se indican a continuación:

- *Fundición dúctil.* Es uno de los materiales más utilizados en la actualidad. Aunque sustituyó hace bastante tiempo a la función gris, todavía existe gran cantidad de este material instalado en las redes de abastecimiento de nuestro país. El montaje de este tipo de conducciones se realiza normalmente con junta elástica (el denominado enchufe campana), aunque no es extraño encontrar otros sistemas de anclaje. El rango de diámetros más empleados es que va desde los 80-100 mm hasta los 500-600 mm aproximadamente.
- *Polietileno.* Las primeras utilizaciones de las tuberías de polietileno se centraban únicamente como material para acometidas, principalmente por las facilidades de manejo e instalación que presenta. Hoy en día su uso se ha extendido notablemente y no es extraño encontrar conducciones principales de algún abastecimiento de este material. Aún así, la gama de diámetros que más se emplea es la que oscila entre los 63 mm y 125 mm de diámetro nominal (exterior).

Por las características propias de fabricación, al igual que todos los materiales plásticos, su diámetro nominal coincide con el diámetro exterior. El diámetro interior resulta entonces variable en función del espesor y de la presión de trabajo del material. Normalmente se emplea material de polietileno de presiones de trabajo de 6, 10 y 16 bares.

- *PVC.* Se trata de un material cuyo campo de aplicación en las redes de abastecimiento no es demasiado extenso. Por el contrario es un material muy empleado en redes de riego. No obstante, al tratarse de uno de los primeros materiales plásticos existentes, existen redes de distribución donde se ha instalado de forma extensa. Su gama de diámetros más frecuentes se encuentra entre los 63-75 mm y los 160 mm de diámetro nominal, siendo el sistema de montaje más extendido la junta elástica. Recientemente ha empezado a desarrollarse el PVC orientado, que presenta unas mejores prestaciones mecánicas que el PVC clásico.
- *Fibrocemento.* Este material es el que se ha venido empleando de forma extensiva en una gama de diámetros comprendida entre los 100 y los 400 mm. En la actualidad es un material claramente desplazado por las medidas de seguridad relacionadas con el trabajo de los restos de amianto generados en su manipulación. No obstante, en las redes de distribución de nuestro país existen muchas decenas de kilómetros de este material. Por sus condiciones de

fabricación el diámetro nominal coincide con el diámetro interior del conducto, siendo el diámetro exterior dependiente del espesor y en consecuencia de la presión de trabajo.

- *Hormigón*. Es un material utilizado principalmente en la gama de diámetros grandes. La inmensa mayoría del hormigón que se instala en redes de abastecimiento de agua es hormigón armado con camisa de chapa. Condicionado por las condiciones de fabricación el diámetro interior coincide con el diámetro nominal de las conducciones, siendo los diámetros más característicos los que van desde 500 mm en adelante, pudiéndose llegar a tubos de diámetro superior a los 2 metros.
- *PRFV: Poliéster reforzado con fibra de vidrio*. Este material tan solo se emplea en redes de abastecimiento desde hace relativamente poco tiempo. Una de las características que han hecho su auge dentro de las redes de distribución de abastecimientos de agua es la elevada resistencia, la facilidad de instalación y el relativo poco peso que presentan los conductos. En la actualidad cubre desde diámetro emedios (unos 200-250 mm) hasta diámetros grandes (1500 mm y superiores).
- *Acero*. El uso del acero en redes de abastecimiento queda restringido prácticamente para las aducciones de grandes diámetros, fundamentalmente en la zona de transporte. Quizá la característica más significativa de los tubos de acero es que requieren de un tratamiento posterior a su instalación para hacerlas aptas para el transporte de agua (galvanizado, por ejemplo).

#### *Definición de presiones en una red de distribución.*

Uno de los aspectos que es interesante destacar, antes de abordar el resto de elementos, son las referencias a la norma UNE-EN 805:2000. “*Abastecimiento de agua – especificaciones para redes exteriores a los edificios y sus componentes*”. Se trata de una norma de reciente aparición que, entre otras cuestiones, realiza una nueva definición de las presiones que pueden presentarse en un abastecimiento. Esta definición es la que esquemáticamente se recoge a continuación.

- *PMA: Presión máxima admisible*. Presión máxima, incluido el golpe de ariete, que un componente es capaz de soportar en servicio.
- *PFA: Presión de funcionamiento admisible*. Presión hidrostática máxima que un componente es capaz de soportar de forma permanente en servicio.
- *PEA: Presión de prueba admisible*. Presión hidrostática máxima que un componente recién instalado en obra es capaz de soportar, durante un período de tiempo relativamente corto, con objeto de asegurar la integridad y la estanqueidad de la conducción.
- *DP: Presión de diseño*. Presión máxima de funcionamiento (en régimen permanente) de la red o de la zona de presión, fijada por el proyectista, considerando futuros ampliaciones, pero excluyendo golpe de ariete.
- *MDP: Presión máxima de diseño*. Presión máxima de funcionamiento de la red o de la zona de presión, fijada por el proyectista, considerando futuras ampliaciones e incluyendo golpe de ariete, donde:

- ▶ MDP se designa MDPa cuando se fije previamente el golpe de ariete admitido, y
- ▶ MDP se designa MDPc cuando el golpe de ariete se calcula.
- *OP: Presión de funcionamiento.* Presión interna que aparece en un instante dado en un punto determinado de la red de abastecimiento de agua.
- *Zonas de presión.* Áreas de rangos de presión en la red de abastecimiento de agua.
- *SP: Presión de servicio.* Presión interna en el punto de conexión a la instalación del consumidos, con caudal nulo en la acometida.
- *Golpe de ariete.* Fluctuaciones rápidas de presión debidas a las variaciones de caudal durante intervalos cortos de tiempo.
- *STP: Presión de ensayo de la red.* Presión hidrostática aplicada a una conducción recientemente instalada de forma que se asegure su integridad y estanqueidad.

De las diferentes presiones definidas con anterioridad la PFA, PMA y PEA se refieren fundamentalmente a componentes de la red de distribución, mientras que el resto se refieren a parámetros relativos de la propia red.

## 5.2. Válvulas.

Las válvulas son uno de los elementos más numerosos en las redes de distribución. La mayoría de ellas se emplean para aislar determinados tramos de la red en caso de que sea necesario realizar algún trabajo de rehabilitación, reparación o mantenimiento. No obstante, en la red de distribución también existen otros tipos de válvulas que cumplen unas funciones diferentes. Atendiendo a la función que desempeñan dentro de la red de distribución, las diferentes válvulas que pueden encontrarse son:

*Válvulas de seccionamiento.* Son las que se utilizan para dividir la red en sectores, de forma que en un momento dado cualquiera de ellos pueda quedar fuera de servicio. Se instalan de forma que una avería en una conducción no implique el cierre de multitud de conducciones (Figura 2.6), fundamentalmente las de diámetro mayor. Estas válvulas se colocarán de tal manera que una avería en una conducción no implique el cierre de conducciones de superior diámetro. La Tabla 2.5 recoge los criterios para fijar el número de válvulas de seccionamiento establecidos por dos instituciones que se han mencionado ya a lo largo del capítulo (AEAS y AENOR).

Tabla 2.5. Criterios de instalación de válvulas de seccionamiento.

AEAS (Asociación española de abastecimiento y saneamientos)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se instalará dos válvulas en las té de las arterias.</li> <li>• Se instalan las necesarias para aislar tramos no superiores a: 200 m en tuberías de distribución; 600 m en arterias y conductos secundarios; y 1000 m en aducciones.</li> <li>• En la unión con las arterias principales, se situará una válvula en la de menor rango.</li> </ul>
Norma UNE-EN 805:2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se instalarán tres válvulas en las Tés.</li> <li>• Distancia entre válvulas: 500 m en tuberías de distribución; 2000 m en arterias y conductos</li> </ul>

	secundarios; y 5000 m en aducciones.
--	--------------------------------------

Generalmente se instalan válvulas de compuerta con cierre elástico de un diámetro nominal igual al de la tubería en la que se instalan. A pesar de ello, es una práctica habitual el emplear, para diámetros grandes (a partir de 250-300 mm) válvulas de mariposa. Estas tienen una capacidad de maniobra mucho mayor y ocupan un espacio más reducido.

*Válvulas de control.* Son válvulas que mediante algún tipo de accionamiento a distancia están específicamente orientadas para trabajar parcialmente abiertas, realizando alguna función de control sobre la red de distribución. Aunque las válvulas de asiento presentan una mejor capacidad de regulación, está bastante extendido el uso de válvulas de mariposa, que presentan un coste menor.

*Válvulas de retención.* Son dispositivos instalados en las conducciones para permitir que por las mismas el sentido de circulación del agua sea siempre el mismo. Una de las aplicaciones más características de este tipo de elementos es a la entrada de las distintas instalaciones interiores de suministro en edificaciones, tal como recoge la Norma Básica de Instalaciones de Suministro de Agua (NIA).

*Válvulas de regulación.* Son válvulas que aprovechando la propia presión existente en la red de distribución realizan alguna función de control. Las más significativas son las válvulas reductoras de presión, las sostenedoras de presión y las limitadoras de caudal. La determinación del diámetro de estas válvulas se realiza de forma cuidadosa a fin de evitar los problemas de cavitación durante su funcionamiento. Así, de forma frecuente se instalan de diámetros ligeramente inferiores a las conducciones en las que se instalan. Merece la pena destacar un tipo especial de este tipo de válvulas, las denominadas válvulas de control de depósitos.

*Ventosas.* Son dispositivos automáticos que se instalan en los puntos altos o en cambios de pendiente de las conducciones con el fin de facilitar la entrada o salida de aire al vaciar o llenar, respectivamente, una tubería. Su adecuado mantenimiento es muy necesario para evitar averías en las instalaciones. Para proceder a su conservación sin cortar el servicio en la conducción, se instalará una válvula previa que permita su manipulación.

*Válvulas de protección.* Son válvulas automáticas que se instalan como elementos de protección de las tuberías y otros dispositivos. Las más significativas e interesantes por su importancia son las válvulas de alivio (descargan a la atmósfera al superarse el valor de tarado establecido inicialmente), las válvulas anticipadoras de onda (para mitigar las sobrepresiones generadas tras la parada de los grupos de bombeo) y las válvulas de sobrevelocidad o anti-inundación (que cierran en caso de que se detecte un consumo excesivo, posiblemente originado por una rotura del sistema).

### 5.3. Elementos de medida y control.

La instalación de elementos de medida y control a lo largo de la red de distribución es una buena práctica para tener monitorizado y controlado gran parte del abastecimiento. La finalidad es conocer los valores de las diferentes variables hidráulicas que indican el estado de la red. Sin duda que los elementos de medida más importantes dentro de la red de distribución de agua son los contadores domésticos, a que la totalidad de la facturación se realiza en base a sus lecturas. A modo ilustrativo en la Tabla 2.6 se recogen los datos estadísticos correspondientes a los tamaños de contadores más empleados en los abastecimientos de nuestro entorno.

Tabla 2.6. Estadística de los diferentes tamaños de contador instalados en España.

Contadores	Entre 20 y 50 mil habitantes	Entre 50 y 100 mil habitantes	Más de 100 mil habitantes	Áreas metropolitanas	TOTAL
< 13 mm	2,85%	0,42%	5,64%	0,70%	3,09%
13 mm	30,82%	31,86%	54,79%	56,65%	57,87%
15 mm	11,18%	3,65%	13,07%	18,57%	14,89%
20 mm	3,42%	5,46%	14,06%	3,40%	10,43%
25 mm	0,70%	1,01%	0,73%	0,50%	0,65%
30 mm	0,33%	0,54%	0,59%	2,37%	1,29%
40 mm	0,39%	0,72%	0,59%	1,76%	1,06%
50 mm	0,19%	0,22%	0,20%	0,47%	0,31%
65 mm	0,05%	0,06%	0,11%	0,33%	0,19%
80 mm	0,03%	0,04%	0,06%	0,10%	0,07%
100 mm	0,01%	0,02%	0,14%	0,13%	0,12%
> 100 mm	0,00%	0,01%	0,01%	0,02%	0,01%

Dado que el objetivo no es describir la totalidad de los elementos de medida, sino tan solo presentarlos a continuación se realiza una breve enumeración de los mismos. Posteriormente en el capítulo dedicado específicamente a medición se entre en más detalle en cada uno de ellos.

Los principales tipos de medidores de una red de abastecimiento de agua son:

- *Medidores de presión.* Se utilizan manómetros metálicos (tipo Bourdon), manómetros diferenciales, y transductores de presión, tanto diferenciales como absoluta o manométrica.
- *Medidores de nivel.* Las señales analógicas de nivel (nivel en continuo) se obtienen generalmente mediante transductores de presión con un valor de fondo de escala pequeño para mejorar la resolución. También se emplean sondas ultrasónicas, que miden la distancia desde las mismas a la superficie libre del agua, calculando el tiempo que tarda el sonido en recorrer la distancia sonda-superficie libre-sonda.
- *Medidores de caudal/volumen.* Existen muchos medidores para determinar tanto el caudal como el volumen circulante por una conducción. Se puede distinguir entre los que se basan en la medida de la velocidad del fluido (electromagnéticos, ultrasónicos, sondas Annubar), y los que acumulan el volumen consumido (contadores de chorro, de hélice tipo Woltmann, volumétricos, etc.). Existe además otra gama de medidores que determina el caudal instantáneo a partir de

la medida instantánea de otras magnitudes (los medidores Venturi, los contadores proporcionales o los diafragmas o placas orificio).

- *Medidores de calidad del agua.* Además de las magnitudes de tipo hidráulico una red de abastecimiento requiere la medición de las variables relacionadas con la calidad de las aguas servidas. De entre los medidores de este tipo de variables destacan, por su amplio uso, los medidores de cloro.

#### 5.4. Elementos encargados de generar el consumo final del sistema.

A continuación se detallan toda una serie de elementos que constituyen el tramo final donde termina la red de distribución. Se trata de todos los elementos necesarios para generar el consumo final del agua abastecida. En muchas ocasiones estos elementos se consideran directamente el consumo de la red de distribución. No obstante, el conocimiento este tipo de elementos ayuda a comprender mejor el comportamiento de las redes de distribución.

##### *Desagües.*

La presencia de los desagües en las redes de distribución se hace imprescindible para facilitar todas las tareas de vaciado de las conducciones antes de proceder a un trabajo de reparación o mantenimiento del sistema. Dichos desagües deben instalarse en los puntos bajos de la instalación con sus correspondientes válvulas, de forma que permitan la salida del agua.

El proceso de desagüe se llevará a cabo a través de una tubería de vaciado que saldrá de la conducción principal por la parte inferior de la misma, siempre con una pendiente que como mínimo debe ser de 45°.

Los desagües se instalan frecuentemente junto a las válvulas de descarga en la isma arqueta. La conexión de los mismos debe terminar, bien en un cauce natural, bien en pozos de descarga, bien en la red de saneamiento que circule paralelamente a la red de distribución. En la Tabla 2.7 se recogen diámetros de la conducción de desagüe a instalar, en función del diámetro de la tubería principal de la red en la que se realiza el desagüe.

Tabla 2.7. Diámetros de desagüe más habituales en abastecimiento. (Fuente: Arizmendi, 1991).

Diámetro de la tubería principal (mm)	Diámetro de la tubería de desagüe (mm)
80 – 100	60
150 – 250	80
300 – 450	100
500 – 800	150
> 800	200

##### *Bocas o hidrantes de riego.*

Las bocas de riego se instalan enterradas y pueden abastecerse directamente de la red de distribución o desde una conducción común para varias de ellas (pequeña red de riego). En ocasiones se utilizan como bocas de incendio, si bien el caudal que pueden proporcionar no es muy elevado. También se utilizan de forma habitual para limpieza de

viales. Constitutivamente disponen de una válvula de cierre y una boca de salida de forma normalizada, cerrada con una tapa de fundición. El diámetro más usual es 40 mm. Resulta una buena práctica el hecho de que lleven contador instalado para medir su consumo.

#### *Hidrantes de extinción de incendios.*

Los hidrantes de incendio, instalados en la vía pública, son tomas de salida de agua normalizadas previstas para el uso de bomberos. Se conectan a la red mediante una conducción individual para cada boca, provista de llave de paso. Se utilizan para abastecer a los grupos de presión de que disponen los servicios de bomberos, no para la conexión directa de mangueras para la extinción de incendios. Es por ello que durante su funcionamiento no es exigible a la red un nivel elevado de presión, sino tan solo la necesaria para suministrar el caudal adecuado, venciendo las pérdidas de carga en la manguera y el pequeño desnivel geométrico entre el hidrante y la boca de carga del depósito de aspiración de los grupos hidropresores. Este valor de la presión se cifra en unos 10 mca aproximadamente.

Los hidrantes para uso de bomberos podrán ser enterrados o de columna (seca o húmeda). En este sentido existen normas UNE para cada tipo de hidrante, si bien son los correspondientes servicios de bomberos los que deciden el modelo a utilizar en cada caso. El diámetro nominal de los hidrantes será de 80 o 100 mm, con bocas de 45 y 70 mm en los primeros, y de 70 y 100 mm en los segundos.

Si bien no existe normativa de obligado cumplimiento a nivel nacional respecto a la instalación de este tipo de elementos (existen tan solo algunas Ordenanzas Municipales que recogen este tipo de instalaciones), es posible acogerse al Apéndice 2 (no normativo) de la NBE CPI-96.

En esta norma se especifica que la distancia máxima entre dos hidrantes será de 200 m, medidos por vía pública. Los detalles acerca de los caudales y presiones mínimas de servicio de los hidrantes de incendio pueden seguirse con detalle en el capítulo 4. No obstante, a fin de lograr las condiciones de servicio requeridas, los hidrantes deben conectarse a conducciones de diámetro mínimo 150 mm o superior. Por tanto, puede considerarse éste como el diámetro mínimo a instalar en la red si se dispone de hidrantes, salvo en tuberías de distribución que carezcan de ellos.

En el caso de redes malladas se procurará no conectar bocas de incendio en ramales ciegos. No obstante, en caso de necesidad, se limitará a una boca por ramal. En calles con dos conducciones, una por cada acera, se conectarán los hidrantes a ambas siempre que se a posible, a fin de disponer de mayor capacidad de aporte al hidrante.

#### *Acometidas.*

La acometida es la conducción y accesorios que enlaza la red de distribución pública con la instalación interior del edificio. En general las acometidas se realizan como tomas en carga, es decir, conexiones efectuadas sobre la misma tubería de distribución mediante un collarín de toma sobre el que se instala la denominada "llave de toma", que abre el paso a la acometida.

Sobre la acometida, y en la vía pública, se coloca la *llave de registro*, que solo podrá maniobrar el suministrador. La *llave de paso* es el origen de la instalación interior general del edificio. Está situada en el interior del inmueble, separando la acometida del denominado tubo de alimentación. No obstante, en ocasiones es el propio tubo de alimentación el



origen de la instalación general del edificio, estando situada la llave de paso en el cuarto en el que están alojados los contadores.

Las características de la acometida se establecen en función del caudal demandado, la presión existente, la situación del local, las características de consumo, etc. En la Figura 2.22 queda reflejado el esquema de una acometida domiciliaria.

El diámetro interior mínimo de las acometidas viene fijado, para el caso de edificios de viviendas, por la Norma Básica de instalaciones interiores. La citada Norma Básica no hace referencia al dimensionado de las acometidas para edificios singulares (hoteles, colegios, etc.), si bien las Compañías suministradoras suelen proponer el diámetro a instalar.

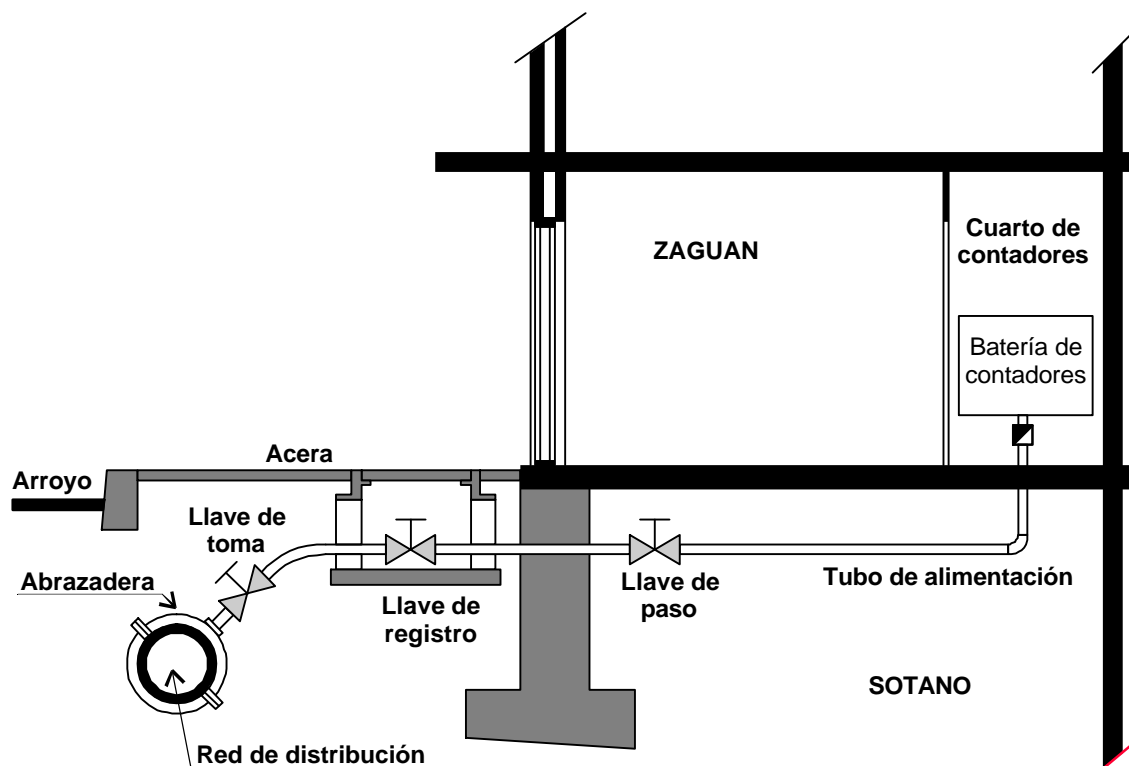


Figura 2.22. Esquema de una acometida domiciliaria.

El dimensionado de las acometidas se realiza teniendo en cuenta el número de viviendas a abastecer y el tipo de las mismas. La Norma define 5 tipos diferentes, según el caudal instalado en las mismas (ver Tabla 2.9 o bien parte inferior de la Tabla 2.10). Para determinar el caudal instalado, será necesario sumar el caudal nominal de todos los aparatos instalados en la vivienda. Para ello se dispone en la Tabla 2.8 de los caudales nominales mínimos de los diferentes aparatos domésticos.

Tabla 2.8. Caudal de los diferentes aparatos domésticos.

Aparatos domésticos	Caudal instantáneo mínimo (l/s)
Lavabo	0,10
Bidé	0,10

Sanitario	0,10
Bañera	0,30
Ducha	0,20
Fregadero	0,20
Lavavajillas	0,20
Office	0,15
Lavadero	0,20
Lavadora	0,20

Tabla 2.9. Clasificación de suministros en función del caudal instalado.

Tipo	Caudal instalado $Q_{inst}$ (l/s)	Nº de aparatos típico
A	$Q_{inst} < 0.6$	3
B	$0.6 \leq Q_{inst} < 1$	5
C	$1 \leq Q_{inst} < 1.5$	9
D	$1.5 \leq Q_{inst} < 2$	12
E	$2 \leq Q_{inst} < 3$	15

El diámetro de la llave de toma, así como el de las llaves de registro y de paso (esta última ya dentro del edificio) será el mismo que el de la acometida correspondiente. Además el diámetro de la acometida será independiente del sistema de medición de caudal empleado (contador general o batería de contadores divisionarios). Todas las llaves que se instalan se clasifican en dos categorías:

- Llaves de asiento inclinado o compuerta: Aquellas que completamente abiertas producen una pérdida de carga equivalente a una longitud de tubería (de paredes lisas y de su mismo diámetro) de 50 veces el diámetro de la válvula. Son las más utilizadas en la práctica habitual.
- Llaves de asiento paralelo. Se trata en general de aquellas llaves que producen una pérdida de carga mayor. En ningún caso se admitirán llaves cuya pérdida sea superior a las de una tubería equivalente (de paredes lisas y el mismo diámetro) de una longitud superior a 600 veces el diámetro de la válvula. Estas válvulas no se suelen colocar en la actualidad, si bien el dimensionado de la instalación viene recogido en la Norma.

En definitiva, para el dimensionado de las acometidas se adjunta Tabla 2.10, en la que se recogen las dimensiones que como mínimo han de exigirse a las instalaciones con suministro por contador. Los diámetros que se indican son siempre interiores y se expresan en mm. Los valores recogidos en dicha tabla son válidos para longitudes de acometida inferiores a 6 metros. Para longitudes de acometida comprendida entre 6 y 15 m, los diámetros dados por la Tabla 2.10 deben ser aumentados en 12,7 o 10 mm, según que la tubería sea de paredes rugosas o lisas. Si la longitud excede de 15 m, dichos diámetros

deben ser aumentados en 25,4 o 20 mm, respectivamente. De esta manera se compensa la mayor longitud con un mayor diámetro, a fin de mantener las pérdidas de carga en la acometida dentro de unos límites razonables.

Para poder aplicar la Tabla 2.10 es interesante conocer la equivalencia existente entre los diferentes tipos de suministro. De esta forma es más fácil determinar el diámetro de la acometida en el caso de instalaciones con viviendas de diferente tipo. La

Tabla 2.11 recoge la equivalencia entre diferentes suministros tipos a fin de convertir los diferentes suministros al tipo de vivienda predominante.

Así, por ejemplo, una instalación con 6 suministros tipo C y 12 suministros tipo D es equivalente a otra con un número de suministros tipo D (mayoritario) igual a:  $6 \cdot 0,75 + 12 \cdot 1 = 16,5$ . En definitiva debe buscarse el suministro correspondiente aproximadamente a 17 viviendas tipo D. En la Tabla 2.10 para 17 viviendas tipo D corresponde un diámetro de acometida de 50,8 mm o de 40 mm dependiendo de si el tubo es de paredes rugosas o de paredes lisas.

*Tabla 2.10. Diámetro de la acometida (mm) y de sus llaves para llaves de asiento inclinado, según el tipo de suministro para longitudes de acometida inferiores a 6 m.*

Tuberías Rugosas	Tuberías Lisas	Número máximo de suministros tipo				
Hierro galvanizado o y fundición	Cobre, aluminio y plásticos	A	B	C	D	E
25,40	20	2	1	1	-	-
31,75	25	6	4	3	2	1
38,10	30	15	11	9	7	5
50,80	40	30	20	13	12	17
63,50	60	180	120	90	50	50
76,20	80	400	300	250	200	150
Caudal mínimo instalado (l/s)		-	0,6	1	1,5	2
Caudal máximo instalado l/s)		0,6	1	1,5	2	3

*Tabla 2.11. Equivalencia entre suministros de diferente tipo.*

TIPO	A	B	C	D	E
A	1	0,6	0,4	0,3	0,2
B	1,6	1	0,6	0,5	0,3
C	2,5	1,5	1	0,75	0,5
D	3,3	2	1,3	1	0,6
E	5	3	2	1,5	1

## 6. BIBLIOGRAFÍA.

- AEAS (1992), "Recomendaciones para la instalación, adjudicación y recepción de Canalizaciones de agua potable". Madrid.
- AENOR (2000), "Abastecimiento de agua – especificaciones para redes exteriores a los edificios y sus componentes. Norma UNE-EN 805:2000".
- Arizmendi Barnés, L.J. (1991), Instalaciones Urbanas. Infraestructura y Planeamiento. Tomo II. Infraestructura Hidráulica y de evacuación de residuos. Bellisco (Madrid).
- Canal de Isabel II (1992), Normas para el abastecimiento de agua. Madrid.
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M., García, M. (1996). Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. Ed. Universidad Politécnica de Valencia.
- Cesario, A.L. (1995). Modelling analysis and design of water distribution systems. Ed. AWWA.
- Fuertes, V.S., García-Serra, J., Iglesias, P.L., López, G., Martínez, F.J., Pérez, R. (2002). Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.
- Ministerio de Fomento (1996), "Norma Básica de la Edificación. Condiciones de protección contra incendios en los edificios. NBE CPI-96".
- Ministerio de Industria (1976), Normas Básicas para las instalaciones interiores de suministro de agua.
- Ministerio de Industria (1993), "*Reglamento de Instalaciones de protección contra incendios*". Real Decreto 1942/1993 de 5 de Noviembre, y su posterior revisión (B.O.E. de Martes 28 de Abril de 1998).
- Ministerio de Industria (2001), "*Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales*". Real Decreto 786/2001, B.O.E. de 30 de Julio.
- Ministerio de Obras Públicas (1974), Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimiento de agua.
- Ministerio de Obras Públicas (1976), "Normas para la redacción de Proyectos de Abastecimiento de agua y Saneamiento de poblaciones".

# CAPÍTULO 3

## FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA APLICADA A LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA

P. Amparo López Jiménez  
Pedro L. Iglesias Rey  
F. Javier Martínez Solano  
Joaquín Izquierdo Sebastián

### 1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo es una introducción a los conceptos hidráulicos que serán abordados con detalle en capítulos posteriores o que harán referencia a los mismos. No es objeto el conocimiento profundo de estos conceptos pero sí un repaso somero sobre todos ellos para uniformizar criterios y definir aspectos que, por sabidos, en ocasiones dan lugar a discusión.

Así, se presentará el agua como un fluido más, con las características que le definen, para seguir con las ecuaciones fundamentales que rigen su movimiento, especialmente el conocimiento de las pérdidas de carga en todo tipo de elementos así como la importancia de la bomba como elemento generador en el sistema. Finalmente presentaremos las aducciones como tuberías principales en las que el cálculo básico es parte fundamental del diseño.

### 2. PROPIEDADES DEL AGUA

El agua es el fluido objetivo en este curso: es el que se desplaza en los abastecimientos; por ello comenzaremos determinando sus características fundamentales. (Walski et al, 2003)

Los fluidos, en general, se diferencian en gases o líquidos. La diferencia entre estos dos estados de la misma sustancia es la densidad que presentan: por lo general, los líquidos son más densos que los gases. Como vemos, parece que la densidad es una de las propiedades fundamentales, definitivas de los fluidos. Sin embargo, como se va a ver a continuación, no es la única que determina las características de la sustancia (en este caso, el agua).

## 2.1. Densidad y peso específico

La *densidad* de un fluido es la cantidad de masa en la unidad de volumen. La densidad del agua en unidades del sistema internacional es  $1000 \text{ kg/m}^3$  a la presión estándar de 1 atm. y temperatura de  $0^\circ\text{C}$ . Como se intuye, un cambio en estas condiciones puede hacer variar la densidad. Sin embargo, en el caso particular del agua en los abastecimientos, las condiciones no cambian significativamente para hacerla variar (excepto en los casos en los que se alcanza la tensión de vapor y ocurre el fenómeno de la cavitación al que nos referiremos más tarde).

La propiedad que describe el peso por unidad de volumen es el *peso específico*. Éste se relaciona con la densidad por medio de la gravedad:

$$\text{Peso específico} \quad \mathbf{g} = \mathbf{r}g$$

Y se mide en unidades de fuerza partida por volumen. El peso específico del agua a la presión atmosférica y temperatura de  $0^\circ\text{C}$  es de  $9810 \text{ N/m}^3$ .

También es muy empleado el concepto de *densidad relativa*, definido como:

$$\text{Densidad relativa} \quad s = \frac{\mathbf{r}}{\mathbf{r}_a}$$

El cociente entre la densidad del fluido en cuestión y la densidad del agua en condiciones normales ( $\rho_{\text{agua}} = 1000 \text{ Kg/m}^3$ ). La densidad relativa es, naturalmente, una magnitud adimensional.

Se define asimismo el peso específico relativo como:

$$\text{Peso específico relativo} = \frac{\mathbf{g}}{\mathbf{g}_a} = \frac{\mathbf{r}g}{\mathbf{r}_a g} = \frac{\mathbf{r}}{\mathbf{r}_a} = s$$

El cociente entre el peso específico del fluido en cuestión y el peso específico del agua en condiciones normales ( $\gamma_{\text{agua}} = 9810 \text{ Nw/m}^3$ ). Lógicamente, coincide con el valor de la densidad relativa en tanto que son magnitudes que adimensionalizan el mismo concepto.

## 2.2. Viscosidad

La *viscosidad* es, junto con la densidad, una de las propiedades definitivas de los fluidos. De alguna manera, el hecho de fluir está ligado a la existencia de esta propiedad.

La viscosidad es la propiedad que describe la habilidad de un fluido para resistir la deformación debida a una tensión tangencial. Esta es la propiedad fundamental que le diferencia de forma clara con el sólido rígido. Cuando en un fluido se realiza una sollicitación en forma de una tensión tangencial siempre aparece una deformación, en forma de campo de velocidades, por pequeña que sea la fuerza que genera esta tensión (Figura 3.1). Esto no ocurre de así en el sólido.

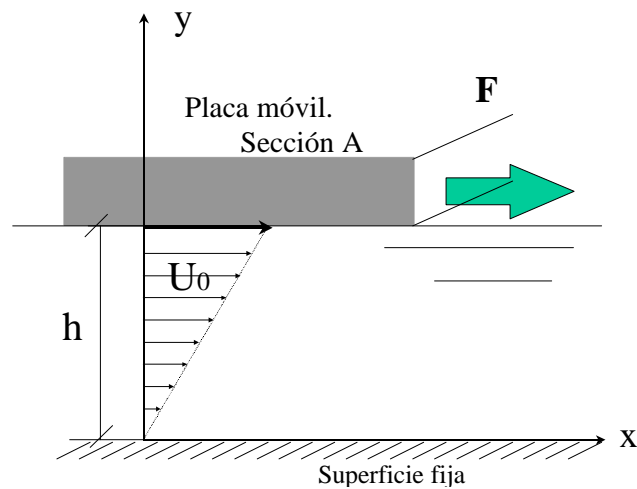


Figura 3.1. La viscosidad en los fluidos

Para la mayoría de los fluidos (entre ellos el agua), la viscosidad es un factor de proporcionalidad que relaciona el gradiente de velocidad con la tensión tangencial, como se describe en la ley de Newton para la viscosidad.

$$t = m \frac{du}{dy}$$

Definimos, así, la viscosidad como ese coeficiente de proporcionalidad entre la tensión de arrastre y el gradiente de velocidad.

$$m = \frac{t}{du/dy}$$

El significado físico de esta propiedad se relaciona con esa capacidad de fluir que es definitiva para este estado de la materia: Siempre que se genera una fuerza tangencial y, debido a que debe cumplirse lo que se llama la condición de contorno, aparecerá el campo de velocidades.

Dimensionalmente la viscosidad, según se deriva de la relación esfuerzo cortante-gradiente de velocidades, es:

$$[\mu] = M L^{-1} T^{-1}$$

y la unidad en los dos sistemas básicos resulta ser:

C.G.S.: 1 poise = 1 gr/cm seg S.I.: 1 poiseuille = 1 Kg/m seg.

1 centipoise (cP) =  $10^{-2}$  poise

SI 1 poiseuille = 1 Kg/m seg = 10 poise

Anglosajón lbfseg/pie ; slug/ pie·seg

De la relación  $\mu = \mu(T)$  para el agua concluimos que la viscosidad del agua a 0 °C es 1.78 centipoises. Los gases presentan valores inferiores y los aceites bastante superiores.

Existen otras medidas de la viscosidad como son los grados SAE, los segundos Redwood o Saybolt o los grados Engler. En general se utilizan bastante en la práctica industrial y constituyen medidas indirectas para la misma.

De otro lado, el cociente  $\nu = \mu/\rho$  se conoce como *viscosidad cinemática* por sus dimensiones ( $L^2 T^{-1}$ ). Sin significado físico alguno resulta en ocasiones útil para simplificar expresiones. En el sistema C.G.S. la unidad se le denomina Stoke. Para el agua a 20°C adopta un valor de  $1.1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

CGS	1 stoke = $1 \text{ cm}^2/\text{seg}$
	1 centistoke (Cst) = $10^{-2}$ stoke
SI	$1 \text{ m}^2/\text{seg} = 10^6$ centistokes
Anglosajón	$\text{pie}^2/\text{seg}$

Ya ha sido nombrada con anterioridad la condición de contorno. La condición de contorno implica que las velocidades de las capas de fluido que se encuentran en contacto con una superficie que tiene una cierta velocidad, adquieren la velocidad de esta superficie. Ello hace que la lámina de fluido que se encuentra en contacto con el fondo esté fija y que la que se encuentra en contacto con el sólido en movimiento, adopte esta velocidad.

Lo que ocurra entre estos dos valores de velocidades depende de las características del fluido (y a esa variación continua de la velocidad se denomina campo de velocidades): en ciertas ocasiones el campo de velocidades es lineal y en otras no lo es. La mayoría de fluidos, por otra parte, presentan un comportamiento independiente de cuál sea este grado de fuerza tangencial y otros no. Como se ve, el comportamiento del fluido frente a esta propiedad es definitivo para la caracterización del mismo.

Cuando existe proporcionalidad entre esfuerzos cortantes y gradiente de velocidades, la viscosidad es un invariante (supuestos  $p$  y  $T$  constantes), denominándose el fluido Newtoniano, ya que como vimos fue Newton quien introdujo por vez primera este concepto. Son los medios continuos que estudiaremos a lo largo del presente curso. El agua tiene este comportamiento, y la linealidad determina la caracterización de la misma.

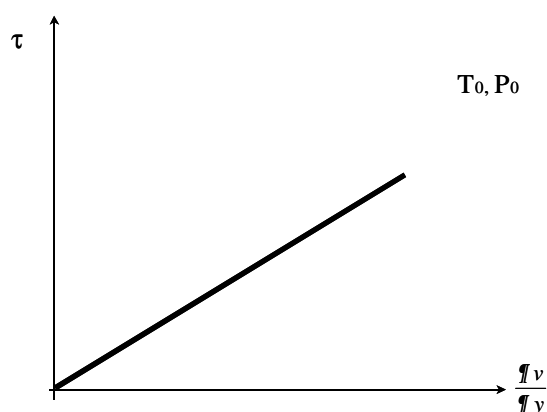


Figura 3.2. Comportamiento de la viscosidad en los fluidos newtonianos



### 2.3. Modulo de elasticidad volumétrico

*Es esta una de las llamadas propiedades termodinámicas. Este tipo de propiedades relacionan las magnitudes de presión, volumen y temperatura con el estado de la materia, y por otra parte no son independientes entre ellas sino que se encuentran relacionadas.*

El llamado en castellano *módulo de elasticidad volumétrico* ( $K$ ) es una propiedad física de los fluidos que relaciona el volumen ocupado por una masa fija de fluido que se encuentra sujeta a una cierta presión y por ello varía su volumen. En general, y de forma intuitiva, los gases son mucho más compresibles que los fluidos.

Existe una formulación para esta magnitud que presenta la capacidad de un fluido para comprimirse, que es la siguiente:

$$K = - \frac{dp}{\left( \frac{dV}{V} \right)}$$

y que representa la variación unitaria de volumen ante un cambio de presión. Esto es el módulo de elasticidad volumétrico marcado con el símbolo  $K$ . El signo negativo representa el decremento de volumen que se produce en el fluido ante una compresión ( $dp > 0$ ) y hace que el módulo de elasticidad sea positivo ya que ambas variaciones son contrarias.

Es frecuente expresar el módulo de elasticidad en función de la densidad, resultando

$$K = \frac{dp}{dr / r}$$

Las unidades del módulo de elasticidad son las mismas que las de la magnitud presión. Incluso si el fluido que se comprime puede ser considerado como un gas perfecto, coincide literalmente con esta magnitud.

Todos los fluidos son compresibles en cierta manera, aunque en algunos casos, muy poco. Los efectos de la compresión en la mayoría de las ocasiones, son pequeños puesto que muchas veces pueden considerarse los flujos como incompresibles. Con un módulo de elasticidad de  $2.83 \times 10^6$  kPa a  $20^\circ\text{C}$  el agua puede ser considerada prácticamente como tal. Por ejemplo, para que se produzca un incremento del 0.5% de cambio en volumen de agua hay que incrementar la presión en 14.000 kPa, lo cual justifica que el agua se considere casi incompresible.

A pesar de la justificación previa, existen ciertos fenómenos hidrodinámicos que solamente son explicables si el agua no se considera incompresible. El más importante de ellos es el Golpe de Ariete.

Se tendrá ocasión de ver este fenómeno ligado al movimiento transitorio con más detalle, sin embargo se adelanta que cuando se produce una maniobra muy rápida (una parada de bomba o una apretura o cierre de válvula) pueden ocurrir cambios extraordinarios de presión en los que el fluido se comporte en cierta forma como compresible. Pueden así presentarse golpes de sobrepresión y depresión que pueden generar efectos mecánicos sobre la estructura de la conducción para los que tenemos que estar preparados puesto que se van a propagar a lo largo de las conducciones y sus efectos pueden ser perniciosos. Este es un tema que se verá con detalle en los capítulos en los que se profundice sobre los temas de análisis del flujo en régimen no permanente.

## 2.4. Presión de vapor.

Esta es la última propiedad que vamos a presentar en este capítulo introductorio dedicado a caracterizar el agua.

Es una de las propiedades termodinámicas porque, al igual que la anterior, está ligada con las variables que caracterizan el estado de la materia.

El equilibrio entre los estados líquido y gaseoso en el agua (como en el resto de fluidos), relaciona dos magnitudes: la presión y la temperatura. Hay un momento en el que se da un equilibrio entre las moléculas se evaporan y se condensan, y ello ocurre a unas ciertas condiciones de presión y temperatura.

En este sentido hay que destacar dos parejas de valores. Por un lado, fijada la presión, por ejemplo a la presión ambiente (atmosférica), cuando el agua pasa a vapor entendemos que se ha alcanzado la temperatura de ebullición (que es de 100°C para el agua a la presión atmosférica). Igualmente, fijada una temperatura, también pueden darse las condiciones para que las moléculas se expansionen tanto que se pase a fase vapor. En este momento entendemos que se ha llegado al valor de la *presión o tensión de vapor*, que, por otra parte, será diferente para cada temperatura y para cada fluido.

Esta propiedad del agua cobrará un protagonismo especial cuando se presente el fenómeno de la cavitación: como consecuencia de la disminución de presión en una conducción pueden alcanzarse presiones bajas a la temperatura ambiente. Tan bajas que se alcance la tensión de vapor. En este momento aparecerán cavidades en el seno del líquido debido al burbujeo que supone el paso parcialmente de líquido a vapor y veremos que tiene un efecto negativo en el funcionamiento de los elementos de los abastecimientos. Como decimos, esto será analizado con detalle en capítulos posteriores en los que habrá ocasión de detenerse en el fenómeno de la cavitación, tanto en el seno de las conducciones como en las bombas.

## 3. ESTÁTICA Y CINEMÁTICA DE FLUIDOS

No se puede abordar un tema de fundamentos de hidráulica sin dedicarle unos instantes a la diferenciación del estudio que se realiza cuando un fluido se encuentra en movimiento o cuando se encuentra en reposo (White, 2002)

Cuando el fluido se encuentra en reposo (como el agua en el interior de un depósito), podemos conocer la presión que aparece en el conjunto del líquido, en puntos por debajo de la superficie libre, y por otro lado, las fuerzas que aparecen en superficies que estuvieran sumergidas parcial o totalmente en el mismo. Es la estática de fluidos la que se encarga de estos estudios.

De otro lado, cuando el fluido se encuentra en movimiento, podemos conocer las velocidades (campos de velocidades en este caso) y otras sollicitaciones como cantidad de movimiento o momento cinético. La cinemática o dinámica de fluidos se encargarán de estos análisis.

No es objeto de este documento la realización de un estudio exhaustivo de los fenómenos ligados a todas las disciplinas de la mecánica de fluidos, por ello no

abordaremos estos apartados con gran profundidad. Sin embargo, existen algunos aspectos que deben ser convenientemente presentados para que la nomenclatura y conceptos sean uniformizados. Entre ellos se encuentra la presión.

### 3.1. Concepto de presión. Presión absoluta y relativa

La presión es una magnitud escalar que aparece ligada a la fuerza perpendicular que se da sobre una superficie unidad que se encuentra sumergida en un líquido. La presión depende de la posición en la que la superficie se encuentra sumergida en el líquido, sin embargo, para un único punto hay una única presión (es lo que se conoce como el teorema de Pascal).

En los campos hidrostáticos convencionales, la presión aumenta con la profundidad (no así en otros campos en los que intervienen más aceleraciones además de la gravitatoria). En este sentido, la relación entre la posición vertical ( $h$ ) y la presión ( $P$ ) es el peso específico ( $\gamma$ ):

$$P = \gamma h$$

Y siempre, la existencia de la presión genera fuerzas perpendiculares a las superficies sumergidas. En realidad, fuerzas que crecen de forma lineal con la profundidad y cuyas distribuciones son perpendiculares a las superficies mojadas y siempre hacia ellas.

#### *Presión absoluta y relativa*

En las situaciones convencionales todas las cosas están sumergidas en el campo gravitatorio. Este campo genera una presión atmosférica debida al propio peso de los gases que componen la atmósfera.

A esta presión se le denomina presión atmosférica y se considera un valor estándar para la misma de 1 atmósfera (760 mm Hg).

En muchas ocasiones y, dado que los manómetros para medir la presión también se encuentran inmersos en la atmósfera, este se considera como el origen para la realización de dichas mediciones.

Sin embargo, podría considerarse una escala en la que el origen fuese el vacío absoluto, en el que no hay ninguna presión. En este caso se mide lo que se denomina presión absoluta, respecto a un cero absoluto en el que se consiguiera el vacío completamente. Las dos se relacionan de la siguiente manera:

$$P_{abs} = P_{rel} + P_{atm}$$

La presión es un concepto que nos vamos a encontrar en todos los análisis hidráulicos, tanto en sistemas en reposo como en movimiento. Sin embargo, no ocurre lo mismo con la velocidad y el caudal: estos últimos son conceptos que solamente se presentan cuando el fluido se mueve, lo que es objeto de la cinemática y dinámica.

### Velocidad y caudal

La velocidad en mecánica de fluidos no es un concepto diferente de la mecánica convencional. Representa la cantidad de espacio que es capaz de recorrer una partícula en la unidad de tiempo. Sin embargo la diferencia es que en este caso no tenemos una única partícula sino un número infinito de ellas que se encuentran en movimiento formando lo que se ha llamado un *perfil de velocidades*.

Ligado a este concepto de velocidad nos encontramos el de caudal que representa la cantidad de volumen de partículas que pasan por una determinada sección en la unidad de tiempo. Este es el caudal volumétrico ( $Q$ ) que se mide en unidades de volumen sobre tiempo. En caso de que se trate de la masa de partículas que atraviesa una determinada sección estaremos hablando de caudal másico ( $G$ ).

En el interior de un fluido, este perfil no presenta un módulo constante en todo el diámetro. Así, la velocidad de una partícula depende de su posición con respecto a la pared. Las más cercanas van más lentas y las más alejadas van más rápidas. Por ello es conveniente definir un concepto de *velocidad media* ( $V$ ), que es la relación entre el caudal que atraviesa una determinada sección ( $Q$ ) y esta sección ( $A$ ) y que es considerada como una magnitud escalar. (Figura 3.3)

$$V = \frac{Q}{A}$$

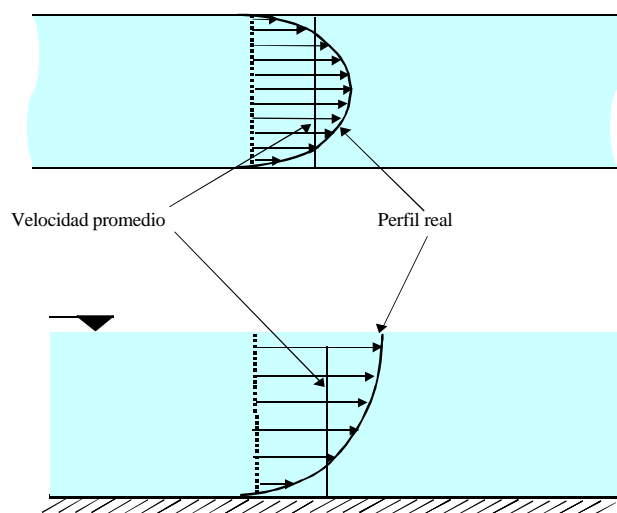


Figura 3.3. Perfil de velocidades y velocidad media

### Numero de Reynolds

Ligado a este concepto de perfil de velocidades nos encontramos con el de número de Reynolds.

Debido a las tensiones tangenciales precisamente relacionadas con la viscosidad del fluido, hemos visto que aparecen los perfiles de velocidades. La forma de este perfil va a depender del tipo de régimen: sea éste laminar o turbulento. Cuando el régimen es laminar, las partículas se desplazan de forma paralela, en láminas que producen pocas tensiones entre ellas. Matemáticamente, el perfil laminar será como una parábola que tiene el máximo en el eje del tubo.

De otro lado, cuando el régimen es turbulento existen ciertos remolinos que hacen que se pierda este paralelismo en el movimiento de las partículas y se producen variaciones aleatorias en el movimiento de las mismas. Esto hace que los perfiles de velocidades sean distintos, tienen una gran variación cerca de la pared pero alcanzan un máximo que avanza casi de forma constante en el centro de la conducción. La mayoría de perfiles de velocidades son turbulentos en el caso del movimiento del agua en los abastecimientos. (Figura 3.4)

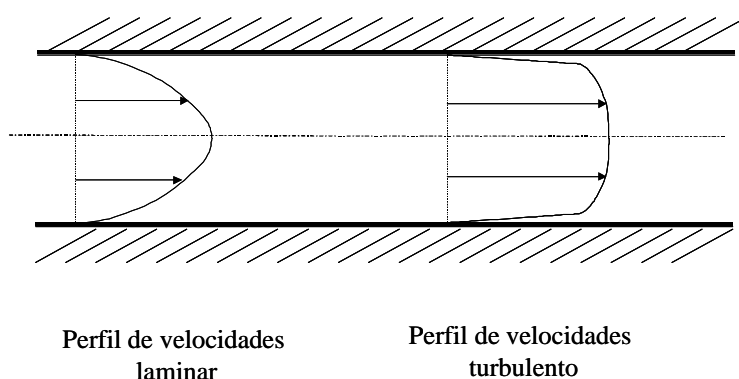


Figura 3.4. Distintos perfiles de velocidades

Existe un número adimensional que valora estas diferentes situaciones. Es el llamado *Número de Reynolds*. Conceptualmente, el número de Reynolds (Re) relaciona las fuerzas de inercia y las viscosas en el seno de un fluido y se define como:

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

Siendo V la velocidad media, D el diámetro de la conducción y  $\nu$  la viscosidad cinemática del fluido.

El número de Reynolds determina cuantitativamente el tipo de régimen. Cuando éste es menor de 2000 el régimen es laminar. Si es mayor de 4000, el régimen es turbulento y si se encuentra entre ambos es de transición.

El conocimiento del número de Reynolds es importante en muchos cálculos hidráulicos que realizaremos en el análisis del abastecimiento.

## 4. ECUACIONES FUNDAMENTALES

### 4.1. Ecuación de continuidad

Supongamos un volumen de fluido que denominaremos volumen de control. En este volumen (limitado con el exterior por la llamada superficie de control) cuando se establece un movimiento, existe una cantidad de partículas que lo atraviesan.

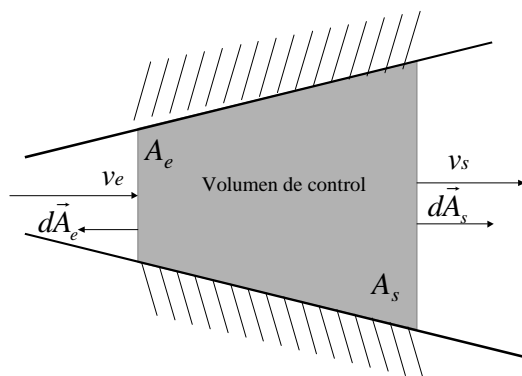


Figura 3.4. El volumen de control

Cuando sobre este volumen se aplica la ecuación de conservación de la masa, nos encontramos con que la variación de masa en el volumen de control es la diferencia del flujo másico que entra menos el que sale en dicho volumen de control (Figura 3.4)

$$\frac{dm}{dt} = G_e - G_s = \rho Q_e - \rho Q_s$$

Si el flujo es permanente y las densidades a la entrada y la salida del volumen de control son las mismas y, en caso de que no se acumule masa en el seno de dicho volumen, la ecuación de continuidad se enuncia:

$$V_e A_e = V_s A_s$$

En el caso de que en el volumen de control hubiese más de un caudal entrante o saliente (por ejemplo un nudo de una red de abastecimiento en el que confluyen varias tuberías con flujos entrantes y salientes) la ecuación que deberá cumplirse es la misma, referida a todo el volumen de control:

$$\sum_e Q_e = \sum_s Q_s \quad (3.1)$$

Donde e hace referencia a todas las entradas y s a todas las salidas

### 4.2. Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.

Cuando a lo largo de un volumen de control como el de la Figura 3.5, la velocidad del flujo varía, bien sea en magnitud, en dirección o simultáneamente en magnitud y dirección, sabemos que la cantidad de movimiento del fluido ha variado y ello viene relacionado con un desequilibrio de fuerzas, y la consiguiente aceleración, como prevé la segunda ley de Newton (Agüera, 1996).

Así, pues, el impulso originado por el desequilibrio de fuerzas generará una variación en la cantidad de movimiento del sistema que se encontraba en la situación ABCD y pasa a A'B'C'D', que si se trata de un movimiento infinitesimal, representará una variación infinitesimal de la cantidad de movimiento del conjunto, esto es:

$$\sum \vec{F} \cdot dt = d(m\vec{v}) = d\vec{p}$$

Esto es, la variación de la cantidad de movimiento que experimenta el volumen en su evolución infinitesimal será igual a la que posee en el instante  $(t+dt)$  menos la que tenía en  $t$ .

En este caso, esta variación de la cantidad de movimiento en el elemento que se ha desplazado, de forma diferencial, vale:

$$d\vec{p} = \vec{p}_{A'B'C'D'} - \vec{p}_{ABCD} = (\vec{p}_{A'B'CD} + \vec{p}_{CDD'C'}) - (\vec{p}_{ABB'A'} + \vec{p}_{A'B'CD})$$

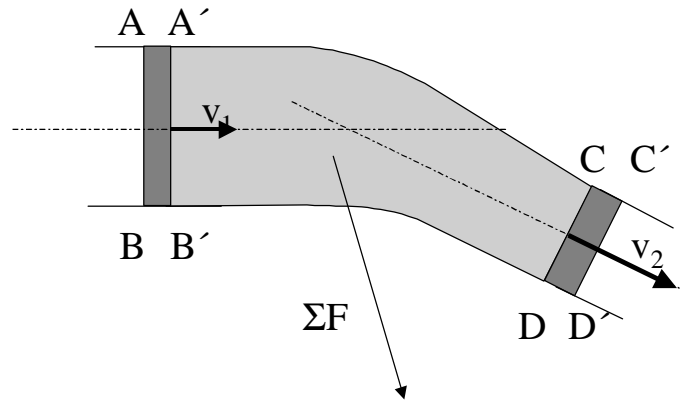


Figura 3.5. Volumen de control diferencial que conserva su cantidad de movimiento

La cantidad de movimiento de la masa comprendida en la sección A'B'CD puede variar con el tiempo si el régimen es variable, pero si este es permanente no habrá variación alguna, y el valor de la cantidad de movimiento  $\vec{p}_{A'B'CD}$  es la misma en la primera expresión que en la última y por ello, para el régimen permanente:

$$\sum \vec{F} \cdot dt = d\vec{p} = \vec{p}_{CDD'C'} - \vec{p}_{ABB'A'} = \vec{v}_2 dm_2 - \vec{v}_1 dm_1$$

Esto es:

$$\sum \vec{F} = \frac{dm_2 \vec{v}_2}{dt} - \frac{dm_1 \vec{v}_1}{dt} = \dot{m}_2 \vec{v}_2 - \dot{m}_1 \vec{v}_1$$

Que es la forma de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento para el régimen permanente.

Por otra parte, según la propia definición del caudal másico( $\dot{m}$ ), este es el producto de la densidad por el valor del caudal volumétrico  $Q$ , esto es:

$$\sum \vec{F} = \rho Q_2 \vec{v}_2 - \rho Q_1 \vec{v}_1$$

En la que el caudal se considera tanto en la sección de entrada como en la de salida del flujo.

Queremos, a continuación, hacer algunas reflexiones sobre el contenido de esta importante expresión:

Las fuerzas que generan la acción del término de la izquierda en la expresión del teorema de conservación de la cantidad de movimiento, son las fuerzas exteriores que se ejercen sobre el volumen de control.

Este conjunto de fuerzas exteriores son de dos tipos: las que afectan a todo el volumen de control (que en cualquier caso incluyen al peso del fluido contenido en dicho volumen), y las fuerzas debidas a las presiones que existen en las secciones de entrada y de salida, y que determinan acciones sobre el volumen de control y hacia dentro del mismo.

También hay que puntualizar que esta ecuación es de carácter vectorial, esto es, para que se transforme en un conjunto de ecuaciones escalares hay que considerar las proyecciones de las fuerzas en las direcciones de los ejes de coordenadas, puesto que la velocidad de entrada y la de salida no tienen por qué tener la misma dirección ni así las fuerzas exteriores. Por ello hay que trabajar por componentes para determinar la acción resultante.

Asimismo, y al final de la resolución de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento que proponemos, se van a conocer las fuerzas exteriores totales que actúan sobre el volumen de control, en dirección y sentido, pero no en punto de aplicación. Esto es importante puesto que si el volumen de control no se desplaza, aparecerá sobre los soportes de la estructura que contiene al fluido una reacción igual pero de sentido opuesto a la fuerza resultante final, y esta podrá ser conocida en todo, excepto en el punto de aplicación. Ello puede hacer que haya que diseñar todos los anclajes de la estructura como si todos ellos fueran a tener que aguantar toda la reacción para estar completamente del lado de la seguridad.

Por otro lado, esta ecuación se ha propuesto para el caso de que el flujo sea permanente y el volumen de control no tenga movimiento propio (el soporte no se desplaza) y es indeformable; este es un caso particular pero muy usual. La generalización de la misma es más compleja de lo que aquí se está desarrollando.

#### 4.3. Ecuación de la energía. Ecuación de Euler.

La ecuación fundamental para establecer el comportamiento de un sistema de abastecimiento de agua es la ecuación de Euler (Fuertes et al, 2002). Se trata de la relación que se establece en términos de energía específica del fluido. Dicha energía específica se representa como energía por unidad de peso en metros de columna del fluido que se está analizando. Así, en ausencia de aportes de energía, el fluido se desplaza desde posiciones con mayor energía específica hacia posiciones con menor nivel de energía.



Admitiendo que en todo momento el fluido es incompresible, la energía específica puede expresarse como:

$$B = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.2)$$

donde:  $z$  es la cota geométrica del elemento fluido y representa la energía potencial que posee el mismo por el hecho de tener una cierta elevación sobre el nivel de referencia establecido.

$p/\gamma$  es la denominada altura de presión del fluido. Se trata de la representación de la energía en forma de elástica que posee el fluido, por el hecho de estar confinado a una determinada presión. Habitualmente se considera el valor de la presión manométrica, adoptando como referencia de presión nula la presión atmosférica. La suma correspondiente a la cota geométrica y a la altura de presión es lo que se denomina la altura piezométrica  $H$ .

$v^2/2g$  es la altura cinética, correspondiente a la energía cinética específica del fluido en movimiento. En abastecimientos el término de altura cinética suele ser despreciable, por lo que la altura piezométrica representa prácticamente la totalidad de la energía disponible en el fluido.

$\gamma$  es el peso específico del fluido, en el caso del agua  $9810 \text{ N/m}^3$ .

$g$  es la aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

La denominada ecuación de Euler establece la relación entre la energía disponible entre dos puntos de una misma línea de corriente. No obstante, puede generalizarse dicha afirmación, para los casos más frecuentes en redes de abastecimiento, a fin de hacerla extensiva a dos secciones cualesquiera 1 y 2 de una conducción. La ecuación de Euler se escribe entonces:

$$B_1 = B_2 + h_{12} \quad (3.3)$$

o bien

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{12} \quad (3.4)$$

donde  $h_{12}$  toma un valor positivo cuando representa una pérdida (si el fluido se desplaza desde el punto 1 al 2), y un valor negativo cuando resulta un aporte de energía.

Cuando el término  $h_{12}$  de la ecuación (3.4) se refiere a pérdidas de energía, éstas pueden ser de dos tipos:

Pérdidas de carga continuas o pérdidas por fricción ( $h_f$ ). Representan las pérdidas derivadas del rozamiento viscoso de las diferentes capas del fluido entre sí. Asociada a estas pérdidas de carga continuas se define la pendiente hidráulica o pérdida de carga unitaria ( $j$ ). Se trata de las pérdidas de carga continuas por unidad de longitud:

$$j = \frac{h_f}{L} \quad (3.5)$$

Pérdidas localizadas o menores ( $h_m$ ). Se trata de las pérdidas que se originan en discontinuidades localizadas de la conducción tales como estrechamientos, cambios de

dirección, válvulas, etc. En general el calificativo de “pérdidas menores” representa el hecho habitual de que en redes de distribución el valor de las pérdidas localizadas son claramente inferiores a las pérdidas de carga continuas. No obstante existen no pocos ejemplos en los que esta afirmación no es estrictamente cierta.

Teniendo en cuenta los dos tipos de pérdidas definidos, la ecuación de Euler puede escribirse como:

$$B_1 = B_2 + h_{f,12} + h_{m,12} \quad (3.6)$$

Asimismo, si se tienen en cuenta tanto los aportes de energía, representados mediante la altura manométrica aportada por la bomba  $H_{bomba}$ , la ecuación de Euler se escribe:

$$B_1 + H_{bomba} = B_2 + h_{12} \quad (3.7)$$

El detalle de la ecuación de Euler en formas más complejas y en condiciones más generales puede seguirse con detalle en el capítulo 2 al describir los diferentes modelos de análisis de redes de abastecimiento.

La caracterización de cada uno de los elementos de la red de abastecimiento permite establecer la representación de los diferentes componentes del sistema y definir la forma que adopta la expresión  $h_{12}$  definida en la expresión (3.4).

#### 4.4. Caracterización de las pérdidas en conducciones.

##### *Pérdidas de carga continuas.*

Para un movimiento permanente, la pérdida de carga unitaria  $j$  (mca/m de tubería) en una conducción está relacionada con varios parámetros:

*Geométricos:* la pérdida de carga aumenta con la rugosidad de la tubería,  $\epsilon$ , y disminuye con el aumento del diámetro interior de la misma,  $D$ . Lógicamente, si hablamos de pérdidas de carga continuas, éstas serán proporcionales a la longitud total de la conducción,  $L$ .

*Cinemáticos:* a mayor velocidad de circulación del fluido,  $v$  (mayor caudal  $Q$  transportado), mayor será también la pérdida de carga del sistema.

*Propiedades del fluido:* la pérdida de carga también aumentará al hacerlo la viscosidad del fluido,  $\nu$ .

Existen diferentes expresiones alternativas para representar bien la pérdida de carga continua, bien la pendiente hidráulica. Las más empleadas son las siguientes:

- Ecuación de Darcy-Weisbach, propuesta inicialmente por Weisbach en 1855 y posteriormente por Darcy en 1875. La pendiente hidráulica puede expresarse como:

$$j = \frac{f}{D} \frac{v^2}{2g} = \frac{8f}{\pi^2 D^5 g} Q^2 \quad (3.8)$$

- La fórmula de Hazen-Williams, fechada en 1903, cuya expresión en unidades métricas del sistema internacional es

$$v = 0'355 \cdot C_H D^{0'63} j^{0'54} \quad (3.9)$$

$$j = 10'61 \frac{1}{C_H^{1'85}} \frac{1}{D^{4'87}} Q^{1'85} \quad (3.10)$$

En las expresiones anteriores el coeficiente  $C_H$  (coeficiente de Hazen-Willimas) representa la influencia que la rugosidad de la conducción tiene en las pérdidas de carga.

- La expresión de Manning-Strickler-Gaukler, más comúnmente conocida como fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} j^{1/2} \quad (3.11)$$

En la expresión anterior  $R_h$  es el radio hidráulico, relación entre la sección de conducción llena de fluido y el perímetro mojado de la misma. En el caso de conductos de sección circular completamente llenos, el valor del radio hidráulico es igual a  $D/4$ . Por tanto la expresión de la pérdida de carga unitaria es

$$j = 10'29 \cdot \frac{n^2}{D^{16/3}} Q^2 \quad (3.12)$$

De las expresiones anteriores, sin ninguna duda la más empleada es la de Darcy, si bien su manejo supone determinar el valor del factor de fricción  $f$  que es función de dos parámetros adimensionales:

- El número de Reynolds, anteriormente descrito, que expresa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas. Matemáticamente se expresa como una relación entre la velocidad del fluido, el diámetro y la viscosidad cinemática.

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (3.13)$$

- La rugosidad relativa, relación entre la rugosidad del material y el diámetro del conducto:  $\epsilon_r = \epsilon/D$ .

Tradicionalmente, se ha calculado el factor de fricción mediante la ecuación de Colebrook y White,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left( \frac{\epsilon_r}{3'7} + \frac{2'51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.14)$$

ecuación que podemos considerar la más completa y exacta de cuantas se han formulado para obtener el factor de fricción  $f$ . Esta ecuación, sin embargo, tiene la desventaja de que requiere de un cálculo iterativo para la determinación del factor de fricción, lo cual puede dar lugar a tiempos de cálculo excesivos.

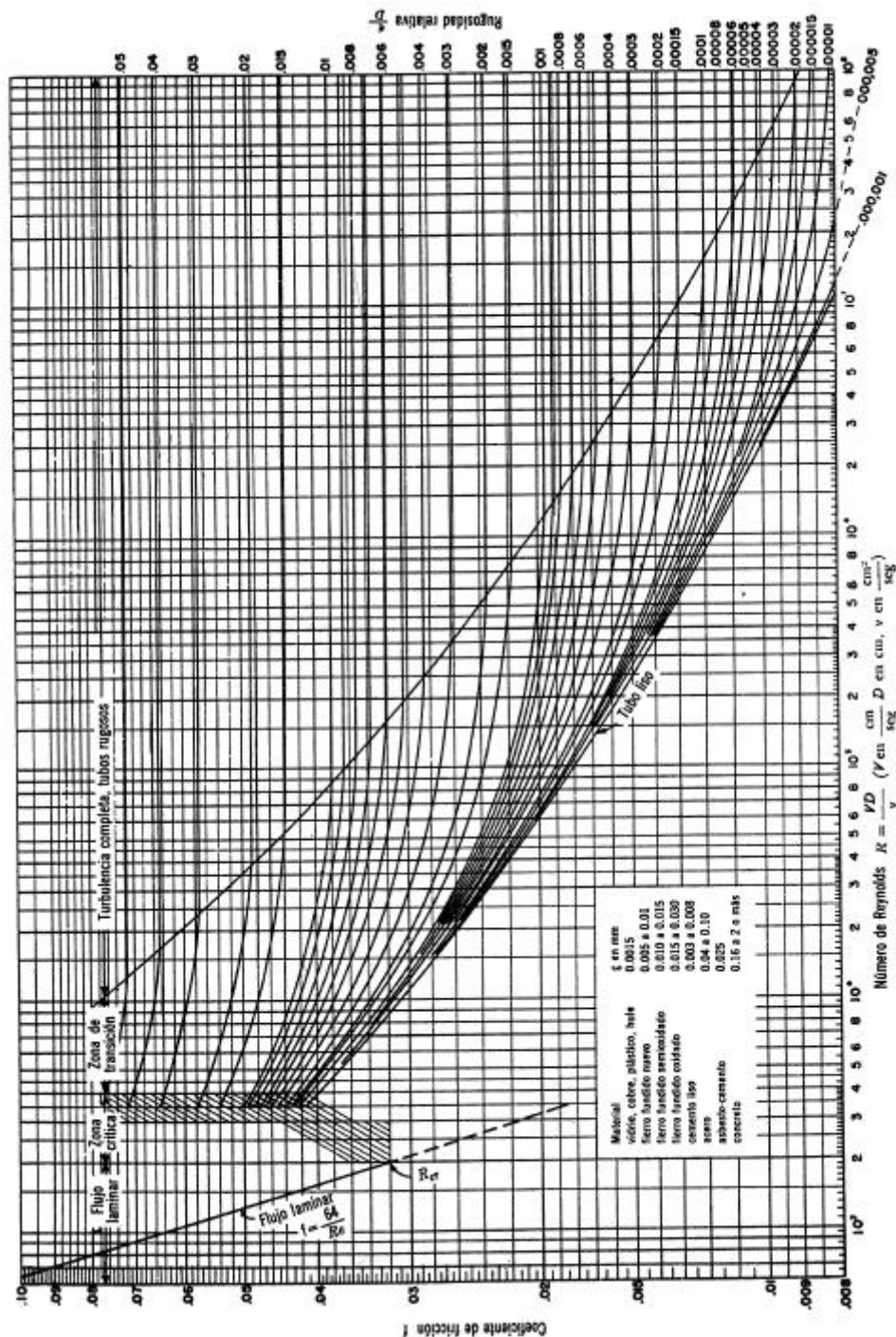


Figura 3.6. El Ábaco de Moody

El *ábaco de Moody*, mostrado en la Figura 3.6, presenta una solución gráfica de esta ecuación. Es interesante observar que en él el factor de fricción es lineal a pequeños Números de Reynolds. A Números de Reynolds mayores llega un momento en que el factor de fricción es casi exclusivamente función de la rugosidad relativa. Esta diferencia ocurre porque el efecto de la rugosidad es despreciable en régimen laminar, mientras que

para regímenes muy turbulentos el efecto de las fuerzas viscosas es el que deja de tener influencia

Existen, no obstante, expresiones alternativas en las cuales puede obtenerse el factor de fricción de forma explícita sin necesidad de iteraciones. De entre estas, por su amplio campo de aplicación y su uso extendido, cabría indicar la fórmula de Swamee y Jain (1976):

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon_r}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (3.15)$$

válida para  $10^{-6} < \epsilon_r < 10^{-2}$  y  $10^3 < Re < 10^8$ , con un error relativo de  $\pm 1\%$  y proporciona una gran simplicidad para el cálculo.

En la Tabla 3.12 se dan valores orientativos de la rugosidad en tuberías nuevas, para distintos materiales. Sin embargo, merece la pena tomar valores algo mayores que permitan tener en cuenta las pérdidas de carga localizadas en elementos que pueden ser difíciles de evaluar, como juntas, bridas y codos. Así, se recomienda utilizar valores en torno a 0,1 mm, independientemente del material.

*Tabla 3.12. Coeficientes de rugosidad para tubería nueva.*

Material	Rugosidad (mm)
PVC y PE	0,0025
Fibrocemento	0,025
Fundición revestida	0,030
Fundición no revestida	0,150
Hierro galvanizado	0,150
Hormigón armado	0,100
Hormigón liso	0,025

#### *Pérdidas de carga localizadas.*

Las tuberías pueden incluir también como dato las pérdidas localizadas en puntos concretos de la conducción. Este tipo de pérdidas, denominadas también pérdidas menores, se expresan proporcionalmente a la altura de velocidad. Generalmente esta relación se refiere a la altura de velocidad a diámetro nominal (caso de válvulas y codos) aunque en el caso de secciones de diámetro variable (estrechamientos y ensanchamientos) casi siempre viene especificado el diámetro al que está referida dicha proporcionalidad. Su expresión general es, por tanto:

$$h_m = k \frac{v^2}{2g} \quad (3.16)$$

Siendo  $h_i$  la pérdida,  $v$  la velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo (salvo indicación en contra) y  $k_i$  un coeficiente adimensional, que depende en general del  $Re$  y de otros parámetros en función del tipo de elemento de que se trate.

Las pérdidas localizadas también pueden expresarse como una función de la longitud del tubo equivalente  $L_e$  que es la longitud de tubería para la cual se produciría la misma pérdida con el mismo caudal, esto es, igualando la expresión de Darcy y la expresión anterior:

$$h_m = f \frac{L_e}{D} \frac{v^2}{2g} = k \frac{v^2}{2g} \quad (3.17)$$

de donde:

$$L_e = k \frac{D}{f} \quad (3.18)$$

La ecuación de pérdidas completa para un tramo de conducción se expresaría ahora como:

$$h_{12} = \left( f \frac{L}{D} + \sum_i k_i \right) \frac{v^2}{2g} = \frac{8 \left( f \frac{L}{D} + \sum_i k_i \right)}{p^2 D^4 g} Q^2 \quad (3.19)$$

estando el sumatorio extendido a todas las singularidades existentes en dicho tramo, o también:

$$h_{12} = \frac{8f \left( L + \sum_i L_{e_i} \right)}{p^2 D^5 g} Q^2 \quad (3.20)$$

A título orientativo la Tabla 3.13 proporciona valores de  $k$  para diferentes tipos de accesorios.

*Tabla 3.13. Coeficientes de pérdidas para los accesorios más comunes.*

Accesorio	K
Válvula de globo abierta	10,0
Válvula de ángulo abierta	5,0
Válvula de retención de clapeta	2,5
Válvula de compuerta abierta	0,2
Codo de radio pequeño	0,9
Codo de radio medio	0,8
Codo de radio grande	0,6
Codo a 45°	0,4
Codo cerrado: inversión de flujo	2,2
Te estándar – dirección de paso	0,6
Te estándar – dirección desvío	1,8
Entrada recta	0,5
Salida brusca	1,0

#### 4.5. Caracterización de las bombas.

Las bombas son dispositivos colocados en las redes para elevar la presión del agua. Son el único elemento que puede proporcionar energía en vez de gastarla. La relación que determina la altura comunicada al fluido en función del caudal que atraviesa la bomba se denomina curva característica. Se trata de una relación  $H-Q$  que establece para cada caudal trasegado la altura (energía específica) aportada al fluido. Existen varias formas de representar matemáticamente las curvas de una bomba, si bien las más frecuentes son:

- Modelación mediante polinomios de segundo grado:

$$\begin{aligned} H_{Bomba} &= A + B \cdot Q - C \cdot Q^2 \\ H_{Bomba} &= A - B \cdot Q^2 \end{aligned} \quad (3.21)$$

Donde A, B y C son los coeficientes de ajuste de la curva de la bomba.

- Modelación mediante una función de tipo potencial:

$$H_{Bomba} = A - B \cdot Q^C \quad (3.22)$$

Donde A es la altura de la bomba a válvula cerrada (caudal nulo); B y C son coeficientes de ajuste, de los cuales el exponente C debe encontrarse próximo a 2.

Cualquiera de las expresiones anteriores permite modelar el comportamiento de las bombas, pues ambas reflejan la forma de las curvas comerciales que se instalan en abastecimientos de agua. No obstante, la expresión (3.22) dispone de mayor tradición en el desarrollo de modelos de análisis de redes de aguas implementados computacionalmente.

#### 4.6. Caracterización de las válvulas.

Como se ha indicado con anterioridad, las válvulas son un elemento muy presente en las redes de distribución. Además de las válvulas de seccionamiento todo/nada existen válvulas que realizan funciones de control sobre la red de abastecimiento. Las primeras pueden considerarse como pérdidas menores, tal como se han caracterizado con anterioridad. En el caso realizar funciones de control, la caracterización de cada una de las válvulas depende de la función que realiza ésta.

Así, las principales funciones que pueden realizar las válvulas son:

**Válvulas de control.** Se trata de válvulas en las que la posición en la que quedan definidas es decisión del operador final de la red. De esta forma, fijando las características de la válvula y la posición de la misma queda perfectamente definido su comportamiento.

**Válvulas de regulación.** Se trata de válvulas, en general automáticas, con circuitos de regulación incorporados, que realizan controles sobre magnitudes del sistema, tales como presiones (válvulas reductoras y sostenedoras de presión), caudales (válvulas limitadoras de caudal), etc.

Las válvulas se caracterizan como cualquier elemento accesorio que genera pérdidas menores, mediante los coeficientes que en este apartado han sido introducidos. La

particularidad de estos elementos, y por otra parte, lo que les hace ser útiles para la regulación, es que puedan generar unas pérdidas variables con el grado de apertura. Ello hace que este coeficiente de pérdidas deba ser asimismo variable, reflejando el grado de apertura de la misma y las pérdidas que introduce en esa posición concreta.

Una manera de representar la energía de la que dispone el fluido es por medio de las líneas llamadas de altura piezométrica o de presión. Si representamos la presión que hay en una conducción como la de la Figura 3.7 se observa que la presión solamente aumenta por acción de la bomba y disminuye de forma lineal por las pérdidas debidas a las conducciones y de forma localizada por los accesorios y por las válvulas que representan las llamadas pérdidas menores.

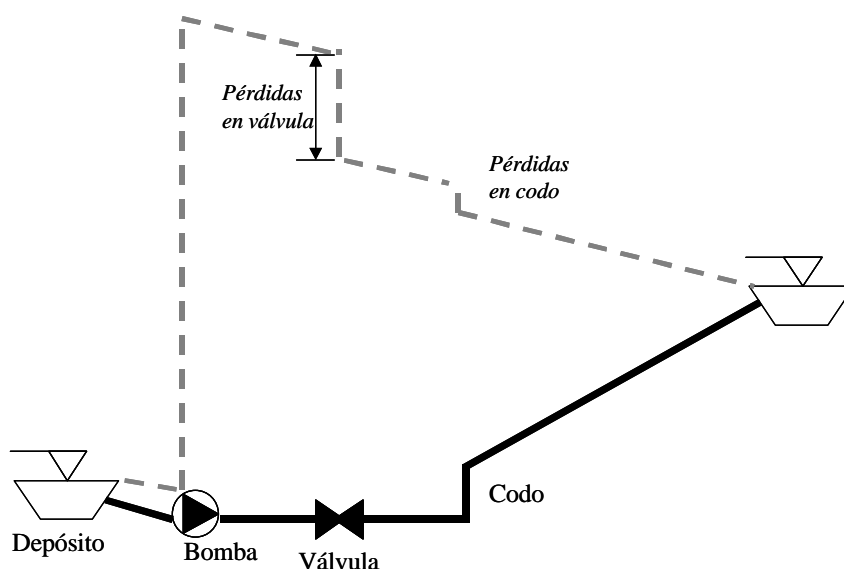


Figura 3.7. Línea de alturas piezométricas en una conducción

Entre las conducciones más importantes que deben ser consideradas en este tema de fundamentos, nos encontramos con las aducciones. Éstas se constituyen de conductos dedicados a transportar el agua desde su captación hasta la distribución y, aun siendo una tubería simple en lo que se refiere al diseño, tienen una importancia grande en el conjunto del abastecimiento.

## 5. ADUCCIONES

El origen de la palabra aducción (en latín adductio, acción de conducir) ha determinado su elección como término técnico indicativo del conjunto de obras destinadas a transportar agua desde su captación hasta la distribución (Iglesias et al. 1996).

Las obras de aducción representan frecuentemente una parcela sustancial de los costes globales de un sistema de abastecimiento de agua. Por este motivo, y además por el hecho de ser la componente más importante desde el punto de vista del funcionamiento cuantitativo y la más delicada de vigilar y reparar, su estudio debe ser elaborado a través de una cuidadosa ponderación de los aspectos técnicos y económicos.



### 5.1. Tipos de aducciones

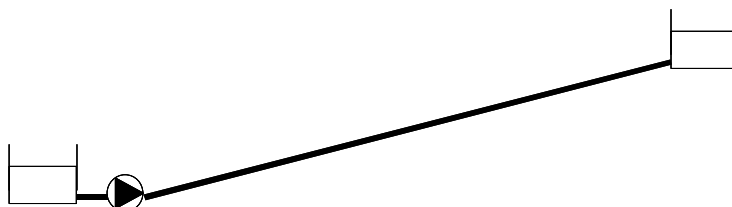
Antes de entrar a considerar tanto los aspectos relativos al diseño como los problemas derivados del funcionamiento de las aducciones resulta necesario presentar la tipología de aducciones que pueden encontrarse en los sistemas de distribución de agua. Así las aducciones pueden clasificarse (Figura 3.8):

a) Atendiendo al origen de la energía disponible para transportar el fluido.

- Aducciones por gravedad, aquellas en las que el agua fluye por una diferencia de cotas geométricas entre el punto aguas arriba y aguas abajo de la conducción. Se trata del clásico flujo de circulación entre dos depósitos conectados a través de una tubería.
- Aducciones de bombeo, aquellas en las que es necesario aportar una energía adicional (bombeo) al fluido por cuanto este requiere vencer una diferencia de cotas topográficas adversas. Se trata de la clásica impulsión desde una estación de bombeo hasta un depósito elevado.



a) Aducción por gravedad



b) Aducción por bombeo

Figura 3.8. Tipos de aducciones atendiendo al origen de la energía disponible para mover el fluido

b) Atendiendo al régimen de circulación del agua por la tubería.

- Aducciones en presión, aquellas en las que el fluido circula en todo momento a presión dentro del conducto. En estas aducciones cualquier sección del conducto se encuentra completamente llena de agua y para su cálculo resultan de completa validez todas las expresiones previamente presentadas.
- Aducciones en lámina libre, aquellas en las que el régimen de circulación de fluido supone que las diferentes secciones de la conducción se encuentran llenas tan solo parcialmente. Para el cálculo de estas aducciones deben tenerse en cuenta las expresiones de circulación de flujos en lámina libre, cuyo estudio puede seguirse en los libros clásicos Chow (1959), Henderson (1966).

- Aducciones mixtas, aquellas en las que parte del conducto presenta un régimen de circulación del fluido a presión y otra parte se encuentra en lámina libre. Estas aducciones suelen venir asociadas a aducciones en las cuales se produce un funcionamiento con caudales pequeños.
- c) Atendiendo a los elementos intermedios que pueden existir en la aducción.
- Aducciones simples, aquellas en las que la aducción no dispone de elementos intermedios tales como depósitos o rebombes. Se trata de aducciones en las que se construye un trazado directo desde el depósito aguas arriba hasta el depósito aguas abajo.
  - Aducciones con depósitos o rebombes intermedios, aquellas que disponen tanto por condiciones de diseño como por condiciones de funcionamiento de depósitos intermedios. Este tipo de aducciones puede considerarse como diferentes aducciones simples unas a continuación de otras.
  - Aducciones con elementos auxiliares intermedios, aquellas que disponen de elementos tales como válvulas reductoras de presión, válvulas automáticas, etc. para controlar el funcionamiento adecuado de la instalación.

## 5.2. Planteamiento general del diseño de aducciones

El problema del diseño y dimensionado de un sistema de aducción, supone la resolución de diversos problemas fundamentales, cada uno de los cuales puede estar relacionado en ocasiones con la solución adoptada en otro de ellos:

- La determinación del caudal de diseño.
- La elección del trazado de la conducción.
- La determinación del diámetro capaz de trasegar el caudal de diseño con un coste económico global mínimo.

Seguidamente se pasa al análisis de los mismos.

### *El caudal de diseño*

La definición del caudal de diseño obliga primero a responder a las siguientes cuestiones fundamentales:

- ¿Cuál es el horizonte del proyecto a considerar?
- ¿Cuál es el volumen diario a transportar?
- ¿Cuál es el período de funcionamiento diario de la aducción?

### ***Horizonte del proyecto***

El horizonte del proyecto a considerar en el estudio depende de numerosos factores, siendo los más importantes los siguientes:

- *Vida útil de la obra*, la cual tiene que ver con la duración probable del tipo de material utilizado y de las características del agua que se pretende conducir.
- *Evolución de la demanda* de agua a lo largo del tiempo.

- *Coste de capital.*
- Mayor o menor *facilidad de ampliación* de la capacidad de aducción y almacenamiento.
- *Coste de almacenamiento.*
- *Tamaño de la obra.*
- *Evolución probable de los costes energéticos* (en el caso de tratarse de una impulsión).

La evaluación de una gran parte de estos factores no es tarea fácil, siendo práctica corriente en sistemas de abastecimiento urbano, considerar un horizonte de proyecto situado entre 30 y 50 años . No obstante en cada abastecimiento en particular pueden existir condiciones adicionales a tener en cuenta tales como renovaciones de contratos o concesiones de los abastecimientos, etc., que pueden condicionar notablemente la determinación del horizonte de proyecto de la aducción.

### ***Volumen diario a transportar***

El volumen diario de agua a transportar se debe fijar en base a considerar las necesidades de almacenamiento previstas y las condiciones de demanda del día de consumo punta del año horizonte. Un planteamiento general de la inmensa mayoría de aducciones que se proyectan consiste en prever una renovación diaria de los volúmenes de los depósitos. En otras palabras, con una periodicidad de 24 horas se restablecen los niveles iniciales de agua en los depósitos de almacenamiento, independientemente de los consumos suministrados durante dicho período. Únicamente en el caso de grandes aducciones, principalmente unidas a grandes masas de agua embalsadas, pueden plantearse almacenamientos para varios días de consumo punta. Este tipo de aducciones va a quedar en general fuera de las directrices que a lo largo de este apartado se introducen a la hora de considerar el caudal con el cual se debe diseñar la aducción.

Con estas consideraciones simplificadoras realizadas del problema, la determinación del volumen diario de agua a transportar es inmediata a partir de la previsión de consumo realizada. Por el contrario, la determinación del volumen de almacenamiento necesario para el adecuado funcionamiento de la aducción no es tan sencilla y su determinación se detalla en el Capítulo 15. Dicho volumen depende de los caudales de agua aportados al sistema de aducción y de la forma de la curva de demanda de consumo planteado.

Como regla general unos caudales de aporte importantes conducen en general a reducir los volúmenes de almacenamiento necesarios. De igual forma una curva de demanda con pocas variaciones de caudal conduce igualmente a volúmenes de almacenamiento menores. Por el contrario, una curva de demanda con fuertes variaciones de caudal, es decir, con puntas y valles de consumo alejados del valor medio, requiere de un volumen de almacenamiento mayor para poder hacer frente a estas oscilaciones de consumo

### ***Período de funcionamiento diario de la aducción***

Conocido el volumen diario a transportar y admitido un período diario de aducción, el caudal a trasegar resulta del cociente entre el volumen diario a transportar y el período diario de aducción. Cuanto menor sea ese período mayor será el caudal. Este fenómeno

tiene una influencia diferente en el caso de que se trate de una aducción por gravedad o de una aducción de bombeo.

En una aducción por gravedad el aumento del caudal de aducción supone la directa disminución de la capacidad de almacenamiento necesaria. En este sentido puede llegarse a la práctica eliminación de la capacidad de almacenamiento, en el caso en que se diseñe una aducción por gravedad capaz de aportar el caudal punta del día de mayor consumo del año horizonte.

En aducciones de bombeo aumentar el caudal de aducción, por emplear un período de aducción menor, supone en general un aumento de los costes de inversión y energéticos. No obstante, en algunos casos, la reducción del período de aducción (bombeo) puede suponer una disminución de costes por poder explotar la instalación en períodos de tiempo en los cuales el coste energético sea menor.

En definitiva, salvo por consideraciones de beneficios en el coste energético (aducciones de bombeo), la disminución del período de funcionamiento de la aducción conduce, para un mismo diámetro, a mayores pérdidas de carga y consecuentemente a mayores costes.

Los costes energéticos deberán determinarse en base a criterios que recojan los diferentes tipos de tarifas eléctricas existentes y su aplicación específica para un año concreto.

En impulsiones, se considera como norma de uso frecuente un período diario de funcionamiento de 16 horas (correspondiente a dos turnos de trabajo), pudiendo este período ser reducido en pequeñas impulsiones a fin de lograr una economía de personal, o ampliado cuando se pretende aprovechar tarifas más bajas de energía. Fundamentalmente, la fijación de la duración del transporte debe ser definida conjuntamente con el dimensionado hidráulico de la aducción de acuerdo con los principios que en adelante serán expuestos. Dada la tendencia actual en la automatización de las estaciones de bombeo, únicamente no es aconsejable utilizar las 24 horas para el bombeo para guardar un cierto margen de seguridad contra averías, faltas de energía, etc. El período máximo diario de 20 horas parece merecer actualmente cierto consenso. En cualquier caso la automatización creciente de las estaciones de bombeo que se experimenta en la actualidad hace que la determinación del período de bombeo no esté sujeto tan directamente a los criterios que se han mencionado previamente.

Por otro lado, las aducciones por gravedad pueden llegar a disponer de un período de aducción diario de 24 horas, por cuanto no están sujetas a costes energéticos directos como las impulsiones.

### *El trazado de la conducción*

El proyecto de un sistema de aducción presupone el análisis de las condiciones de trazado, en planta y en perfil longitudinal.

El trazado de la aducción está íntimamente ligado a las características topográficas locales. No obstante, además del condicionamiento topográfico, otras disposiciones técnicas condicionarán el trazado final del conducto.

Como regla general el trazado debe ser el que conduzca a minimizar en la medida de lo posible los costes derivados de la inversión inicial y de la explotación de la instalación. Si en una planta topográfica trazamos una línea recta entre el origen y la distribución,

representando el conducto cuyo perfil trazado fuese también una recta, obtendríamos una solución ideal desde el punto de vista teórico, ya que la longitud del conducto sería la mínima posible, al igual que su diámetro. Además, estaría prácticamente desprovista de elementos accesorios. No obstante, en la práctica, este procedimiento es generalmente incompatible con otras condiciones a imponer a su trazado, como por ejemplo:

- a) La implantación de las aducciones a lo largo de caminos públicos presenta una serie de ventajas inherentes: evitar indemnizaciones por travesía de terrenos particulares, facilitar la ejecución, observación y mantenimiento de la obra y, además, facilitar la superación de obstáculos físicos (normalmente cursos de agua) pues el conducto estará soportado por la obra construida para la carretera.
- b) La posibilidad de reducir las presiones en algunos tramos, con la utilización de tuberías de características mecánicas distintas, y consecuentemente precios diferentes.
- c) Desviar el trazado de zonas pantanosas, de afloramientos rocosos, de terrenos con características fuertemente agresivas, o de zonas forestales con especies de raíz fasciculada (eucalipto, chopos, etc).
- d) Disponer de una profundidad mínima en el asentamiento de las tuberías, de modo que garanticen la estabilidad estructural de la canalización frente a la acción de cargas exteriores y, además, en algunos casos garantizar la protección térmica adecuada.
- e) La necesidad de respetar las inclinaciones mínimas de 3‰ en los tramos ascendentes y del 5‰ en los descendentes, para facilitar la salida de gases y aire que se liberen o entren de las canalizaciones en caso de rotura. No se deben ejecutar nunca tramos de aducción horizontales; en el caso que el perfil del terreno sea horizontal el conducto debe presentar alternadamente, perfiles ascendentes y descendentes.
- f) Optar, en perfil longitudinal por el trazado más regular posible, no acompañando necesariamente al terreno natural, lo que puede dar origen a mayores profundidades en algunos tramos.
- g) Cuando la inclinación del conducto fuese superior al 25%, se habrá de atender la necesidad de amarrar la tubería a macizos de anclaje.
- h) Es conveniente que la altura piezométrica se mantenga por encima del conducto a lo largo de todo el trazado, pues de otra forma surgirán presiones negativas. Una mayor profundidad de instalación de los conductos puede, en ciertos casos, resolver este problema.

En resumen, la elección del trazado más adecuado es una decisión de gran significación en el diseño del sistema de aducción. Dicha elección, sin embargo, sólo puede realizarse por aproximaciones de diseño sucesivas en base a contemplar exigencias muy diversas como la operación en régimen estacionario, el comportamiento durante el llenado y vaciado de la conducción o el funcionamiento en régimen transitorio.

#### *Determinación de la sección más económica*

Se entiende por determinación de la sección más económica el cálculo del diámetro o diámetros que minimizan el coste global del sistema, o sea, la suma de los costes de inversión, que se refiere fundamentalmente a los conductos y estaciones de bombeo, y la

parte correspondiente a la explotación del sistema, normalmente costes de energía y costes de mantenimiento y conservación.

Atendiendo a los diferentes tipos de flujo en presión, tenemos aquí especial interés en distinguir las aducciones por gravedad y las aducciones de bombeo o impulsiones, que serán el objeto de los próximos apartados.

### 5.3. Otros tipos de aducciones

#### *Aducciones mixtas*

Tradicionalmente el problema de las aducciones mixtas se ha resuelto diseñando por separado la aducción por gravedad de la impulsión. A pesar de ello estos sistemas bombeo-gravedad (Figura 3.9), que son de un modo general los que con mayor frecuencia se presentan en la realidad, deben diseñarse mediante un planteamiento global de los costes. De hecho en un sistema de aducción constituido por una impulsión que transporta agua extraída de un pozo hasta un depósito intermedio, siendo ésta posteriormente transportada por gravedad al depósito de distribución, se constata que la parte de energía perdida en la conducción por gravedad es parte de la energía útil que en el bombeo previamente se irá a consumir. Luego, para permitir idéntica calidad de servicio, o sea, para una misma presión disponible en la red, el dimensionamiento de la impulsión y de la conducción por gravedad estará relacionado.

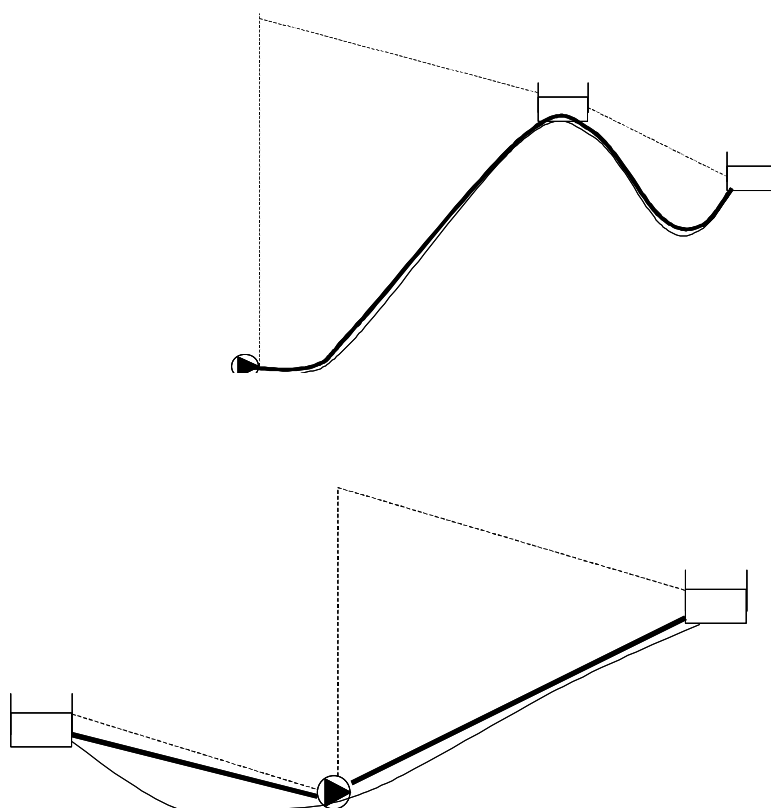


Figura 3.9. Esquemas de aducciones mixtas

Para poder abordar el estudio y diseño de este tipo de instalaciones se admiten las siguientes hipótesis:

- Los caudales de las aducciones, sean por bombeo o sean por gravedad, son conocidos.
- Las respectivas longitudes son también conocidas.

Es posible encontrar expresiones del diámetro económico de sistemas mixtos (Sharp, 1976); no obstante, el diseño de este tipo de instalaciones debe realizarse minimizando el coste global del sistema, considerando tan solo como costes de inversión el coste de las tuberías y, como costes de explotación, los gastos en energía eléctrica necesaria en la impulsión. Para el estudio detallado de estos costes se remite al lector a cuanto se ha dicho ya para las aducciones por gravedad e impulsiones.

En el estudio debe tenerse en cuenta también el coste asociado al depósito intermedio que conecta ambas aducciones. Si bien la cota a la que se encuentra este depósito resulta poco importante en la solución final del problema, su capacidad es un dato sumamente sensible. Así, una capacidad elevada del depósito puede reducir los costes de bombeo eléctrico, obteniéndose soluciones más económicas. En cualquier caso deberá realizarse una estimación del coste de este depósito como parte de los costes de inversión citados con anterioridad.

### *Aducciones ramificadas*

En ciertos sistemas de aducción, tanto sea por gravedad, por bombeo o mixtos, puede una misma captación satisfacer a varias distribuciones situadas a cotas diferentes, por lo que se tiene entonces una aducción ramificada.

En este caso, la optimización del diseño del sistema de aducción deberá ser estudiado como un problema de programación lineal. No obstante este tema del dimensionado de aducciones ramificadas queda fuera del alcance de este capítulo por cuanto será estudiado en profundidad en el capítulo dedicado al diseño de redes.

### *Aducciones en lámina libre*

Para la circulación de un mismo caudal, las pérdidas de carga son, en general, más importantes en un conducto en presión que en un canal o galería en superficie libre de pequeña pendiente. Asimismo, si el desnivel disponible es muy pequeño y, sobre todo, si se trata del transporte de un caudal importante, el flujo en superficie libre puede constituir una alternativa válida.

El proyecto de obras de aducción en superficie libre será elaborado en función del caudal a transportar y de la pendiente que se le pueda dar en régimen permanente uniforme, teniendo en consideración la inclinación del suelo natural. La utilización de este tipo de aducciones estará muy limitada a la posibilidad de su adaptación al terreno. Muchas veces, esta adaptación sólo es posible aumentando significativamente el desarrollo del trazado, aunque la alternativa puede continuar siendo ventajosa desde el punto de vista económico.

Cuando se opta por una solución incluyendo flujo en superficie libre, el sistema de aducción es en general mixto (superficie libre - presión). De hecho, si un canal o galería

puede ser conveniente cuando el trazado se desarrolla en grandes llanos; cuando se atraviese valles de cierta extensión, vías de comunicación o líneas de agua, se tendrá que recurrir a sifones, pasando en estos tramos el flujo a efectuarse en presión. En valles estrechos podrá, a veces, ser preferible, con el objetivo de reducir las pérdidas de carga, construir acueductos (o puentes-canal). Otra situación será la de encontrarse con puntos elevados, y que podrán ser superados con la construcción de túneles funcionando tanto a lámina libre como en presión.

En obras de aducción destinadas al abastecimiento público, los canales sólo deben admitirse en el transporte de agua no tratada, o sea, aguas arriba de estaciones de tratamiento, por el hecho de que la conducción se hace a cielo abierto.

El transporte en galerías, debido al riesgo de fisuración, está bastante expuesto a contaminaciones exteriores por filtración, pues el agua es transportada sin presión. Por este motivo, estas obras deben ser objeto de una protección sanitaria bastante cuidadosa, siendo conveniente prever una franja de protección a su alrededor. Las galerías están provistas de cámaras visitables (generalmente cada 500 m) para la inspección de su estanqueidad.

En resumen, las aducciones en lámina libre presentan los siguientes inconvenientes:

- a) En el plano constructivo: conducen en general a un alargamiento del trazado; y obligan a la ejecución de trabajos de consolidación en suelos de más calidad; a la ejecución de obras complementarias necesarias en la travesía de puntos altos y bajos y a la ejecución de trabajos de conservación y mantenimiento bastante frecuentes.
- b) En el plano sanitario, este tipo de obras, en general, presentan una menor protección sanitaria, excepto si tuvieran un recubrimiento, lo que las encarece considerablemente.
- c) En el plano hidráulico: presentan una mayor rigidez en el trazado, tanto en planta como en perfil; y exigen, en particular en regiones muy frías, un estudio cuidadoso de la formación de hielo y de su acción erosiva, y en regiones muy calientes, el estudio de la evaporación.

Por tanto, como ya se mencionó en la introducción del capítulo, este tipo de aducciones debe reducirse tan solo a grandes sistemas de aducción. No obstante resulta necesario presentar este tipo de aducciones, por cuanto, si bien no es habitual diseñar las conducciones para que el agua circule en lámina libre, no resulta extraño que las instalaciones, funcionando con caudales inferiores a aquellos para los que han sido diseñados funcionen de esta forma. Este comportamiento particular de las instalaciones será analizado en el capítulos posteriores.



## 6. BIBLIOGRAFÍA

Agüera Soriano, J. 1996. Mecánica de Fluidos incompresibles y turbomáquinas hidráulicas. Ed. Ciencia 3. SA.

Chow, V.T. 1959. Open-Channel Hydraulics. Mc Graw-Hill Book Company. New York.

Fuertes, V., García-Serra, J., Iglesias, P.L., López, G., Martínez, F.J. y Pérez, R. 2002. Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos.

Henderson, F.M. 1966. Open Channel Flow. Mc Millan Publishing Co. Inc. New York.

Iglesias, P., Aguirre, A., Martínez, J. 1996. Aducciones. En el libro Ingeniería Hidráulica Aplicada a sistemas de distribución de agua. Cabrera et al. Editores. Grupo Mecánica de Fluidos.

Sharp. 1976. Economics of pumping and the utilization factor. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. N° 11.

Walski, Chase, Savic, Grayman, Beckwith, y Koelle. 2003. Advanced water distribution modelling and management. Haestad Press. Waterbury, CT USA.

White, F. 2002. Mecánica de Fluidos. Ed. Mc Graw- Hill.

## CAPÍTULO 4

# LAS BOMBAS EN LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA

P. Amparo López Jiménez  
Rafael Pérez García  
F. Javier Martínez Solano  
Gonzalo López Patiño

### 1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo previo hemos presentado los fundamentos de hidráulica que van a ser utilizados para los cálculos a realizar en las instalaciones de nuestros abastecimientos. Entre ellos ha sido presentada la bomba como elemento generador de la energía hidráulica, frente a tuberías y accesorios que se constituyen en los elementos en los que se gasta la misma.

Sin embargo, el conocimiento de la bomba va más allá de un breve apunte. En el presente capítulo se desarrollarán aspectos del funcionamiento de la misma que afectan a la gestión técnica y económica del conjunto del abastecimiento, como la regulación entre otros. Estos aspectos son muy importantes y por ello se ha dedicado a la máquina hidráulica un capítulo aparte. A su vez, para entenderlos tendremos que hacer una serie de definiciones y clasificaciones con las que se comenzará el capítulo.

### 2. LAS MÁQUINAS HIDRÁULICAS. CLASIFICACIÓN

Las bombas son máquinas hidráulicas en el sentido de que son elementos productores de energía hidráulica en forma de presión y caudal.

En realidad las máquinas hidráulicas son transformadores de energía, no está bien empleado el término de generador porque la energía no se genera de forma puntual en la máquina. La máquina únicamente la transforma. Se produce así un cambio de forma de energía, cuando la energía cambia de mecánica a hidráulica la máquina se comporta como una bomba, cuando ocurre en el sentido inverso, la máquina se comporta como una turbina. Es el esquema que se presenta en la Figura 4.1

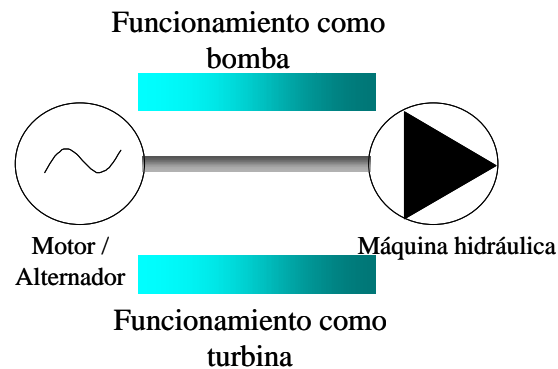
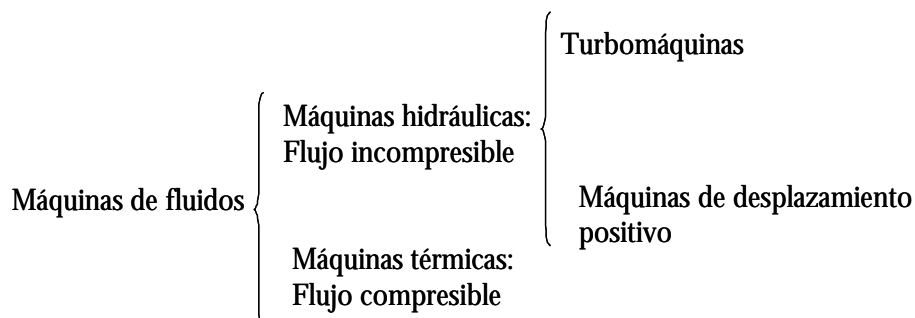


Figura 4.1. El comportamiento de la máquina hidráulica como transformador energético

Las máquinas hidráulicas son una parte de las máquinas que desplazan fluidos. Se contraponen a las máquinas térmicas en que mientras en las primeras el fluido que se desplaza no cambia la densidad de forma apreciable, en las segundas sí que han cambios de densidad en el paso por el interior de la máquina, para lo cual el fluido debe comportarse de forma compresible. Entre ellas se encuentran las turbinas de vapor, turbocompresores y otros, que no se suelen encontrar en las instalaciones de los abastecimientos convencionales.

Así, las máquinas que transportan fluidos pueden clasificarse de la siguiente forma:



Las *máquinas de desplazamiento positivo* son aquellas cuyo principio de funcionamiento así denominado una determinada cantidad de fluido es encerrada en un volumen confinado. En este caso se experimenta una variación de presión gracias a la variación del volumen que confina a la porción de fluido que se transporta.

De otro lado, las *turbomáquinas* son aquellas en las cuales el intercambio de energía es debida a la variación de cantidad de momento cinético que experimenta el fluido que las atraviesa al transmitirlo a un elemento móvil que gira, dotado de álabes o palas, y denominado rodete. En este caso existe continuidad de fluido desde lo que se llama la aspiración (antes de la bomba) a la impulsión (después de la misma) sin que el fluido se encuentre confinado en ningún momento.

Por el contrario, en las máquinas de desplazamiento positivo el fluido avanza y gana presión precisamente porque se encuentra confinado en volúmenes discretos que cambian su tamaño, por lo que se impulsa en emboladas. Este es el principio de funcionamiento que se muestra en la Figura 4.2.

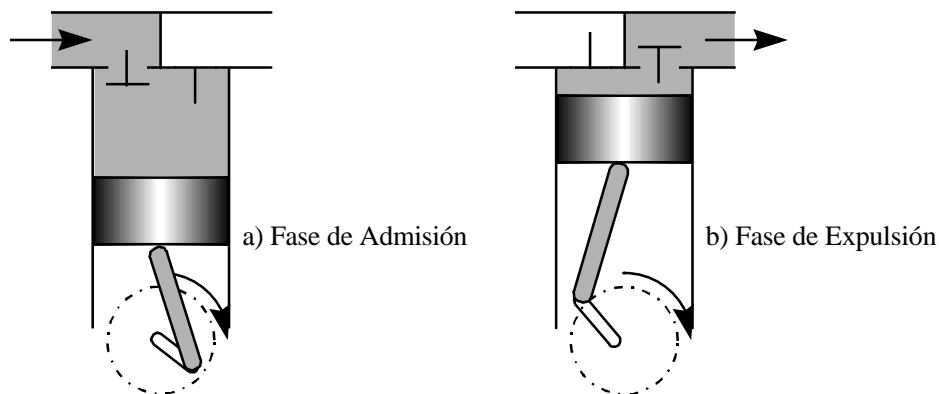


Figura 4.2. Principio de funcionamiento de una máquina de desplazamiento positivo

### 2.1. Las turbomáquinas hidráulicas

A pesar de que las máquinas de desplazamiento positivo se encuentran presentes en los abastecimientos (bombas dosificadoras, tornillos de Arquímedes y muchas otras), las que tienen mayor importancia en los aspectos de diseño son las turbomáquinas. Por eso, en lo que resta del capítulo nos vamos a centrar en las mismas.

Podemos definir una turbomáquina como *aquella máquina de fluido cuyo principio de funcionamiento es la ecuación de Euler, y cuyo estudio y diseño se hace sin tener en cuenta la variación de densidad a través de la misma*.

Esta definición no implica en sí misma que la máquina se comporte como una bomba o una turbina. Cuando el fluido comunica energía al rodete se trata de un funcionamiento como turbina y cuando se da el caso contrario, se trata de un funcionamiento como bomba. En este caso, el que nos interesa es el funcionamiento como bomba, cuando es el fluido el que incrementa su energía: aumentando su presión al circular con un cierto caudal.

Las turbomáquinas hidráulicas, sin embargo, no son uniformes en su diseño, sino que existen diferentes tipologías según los aspectos que en ellas se consideren. La Figura 4.3 muestra las principales clasificaciones para definir las características de las mismas.

Entre estas clasificaciones la más importante es la que diferencia a las máquinas según la dirección del flujo, a saber: Siempre existe en la máquina un elemento móvil con el que se intercambia la cantidad de movimiento y momento cinético. Éste elemento móvil que gira solidario a un eje es el rodete. El fluido atraviesa el rodete pasando por entre unas palas o álabes en los que se cede energía de forma que el fluido incrementa esta energía al atravesar los conductos que dejan las palas o álabes que constituyen el rodete.

Así, en las turbomáquinas *radiales o centrífugas* las partículas que atraviesan el rodete siguen trayectorias paralelas al eje en la entrada y perpendiculares al mismo en la salida. Por el contrario, en las máquinas *axiales* las partículas se mueven en trayectorias contenidas en cilindros coaxiales con el eje de la máquina. En las máquinas *diagonales*, también llamadas

*helicocentrífugas* las trayectorias de las partículas son coaxiales a la entrada y forman un ángulo entre 0 y 90° a la salida.

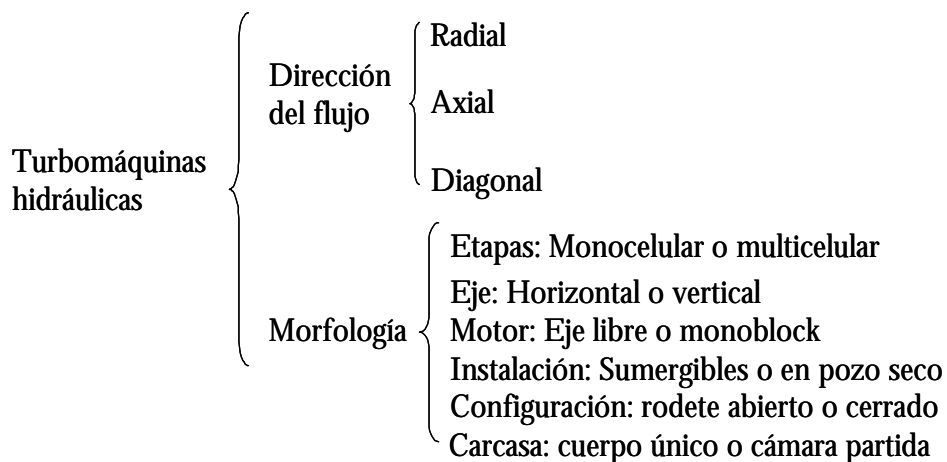


Figura 4.3. Clasificación de las turbomáquinas

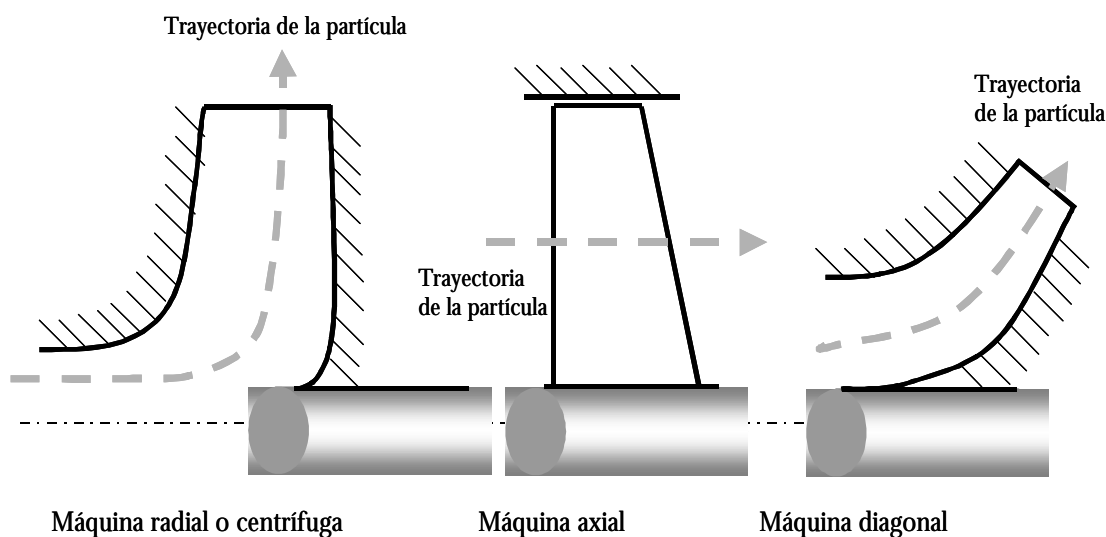
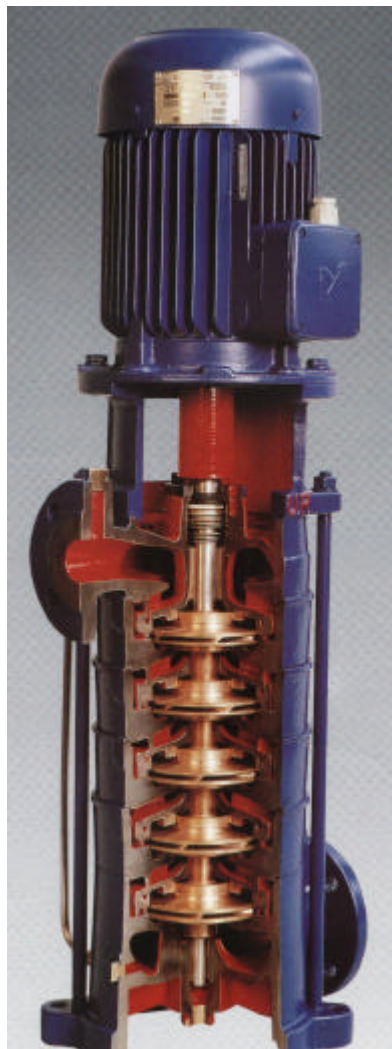


Figura 4.4. Clasificación de las turbomáquinas según la dirección del flujo

La clasificación según la morfología es independiente de la trayectoria que seguirá el fluido en su transcurso por el rodete pero no es menos importante a la hora de caracterizar el funcionamiento de la máquina.

En la clasificación que se ha presentado en la Figura 4.3 según la morfología se diferencia en primer lugar según el *número de etapas*. Esta clasificación responde al número de rodetes que haya en la máquina. Cuando hay un solo rodete se llaman monocelulares y multicelulares en caso de que haya más de uno. La utilización de máquinas con varios

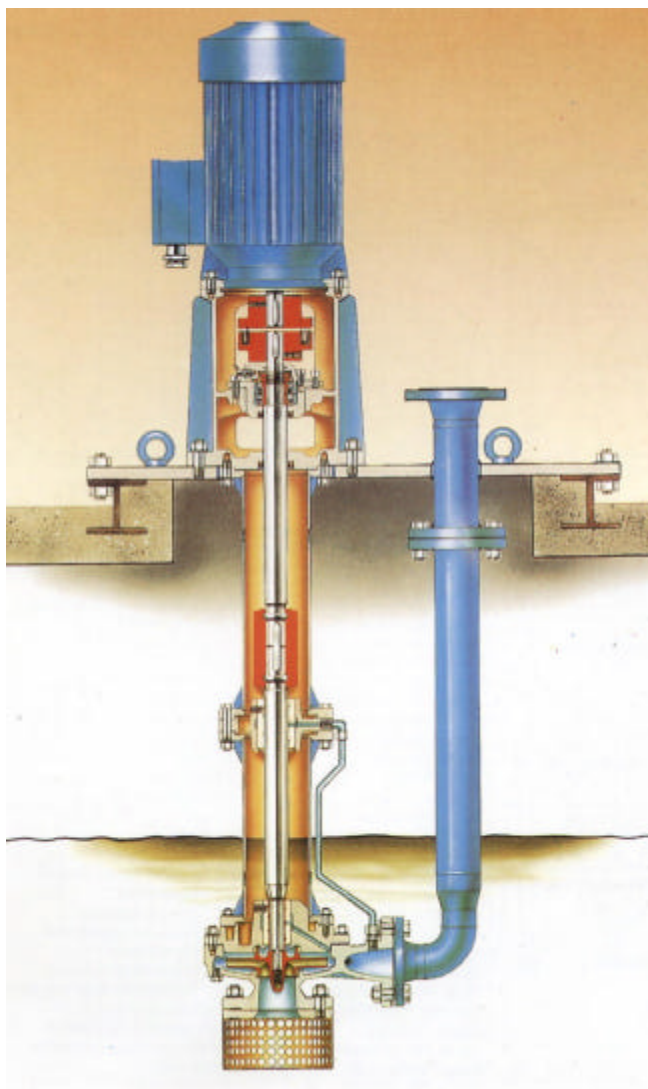
rodetes es adecuada en casos en los que se necesita gran presión, puesto que al ser colocados éstos en serie se consigue que, para el mismo caudal, las presiones sean mayores que con un único rodete. En los abastecimientos las situaciones en las que se necesitan mayores presiones son en la extracción de aguas desde pozos profundos, en los que la misma puede encontrarse a cientos de metros por debajo de la superficie. Si se tuviera que disponer de una máquina con un único rodete para la provisión de presiones tan grandes el tamaño de la misma en cuanto al diámetro sería muy grande. Esto, además de los problemas constructivos, se encuentra con las limitaciones de espacio del propio pozo, por lo que es frecuente encontrar máquinas en estos casos con un gran número de cuerpos. De otro lado, cuando los pozos son tan profundos, los problemas mecánicos de vibraciones en los ejes y de otros tipos, además de las propias limitaciones del pozo, hacen que los rodetes sean lo más pequeños posible y haya que realizar máquinas con muchos rodetes en serie.



*Figura 4.5. Bomba multicelular. Cortesía de Bombas ITUR*

Según la dirección del eje, las bombas pueden ser de eje vertical u horizontal. Las bombas de eje vertical ocupan un menor espacio pero su mantenimiento es mayor al ser

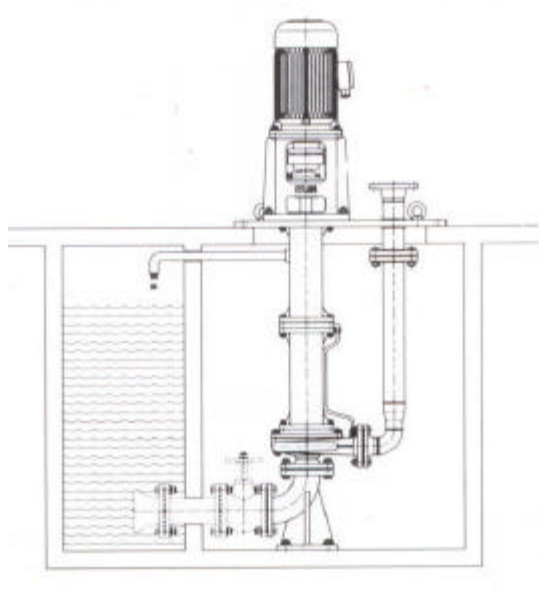
menos accesibles los elementos. Cuando las bombas son verticales y de pozo profundo en ocasiones el motor se sumerge con la bomba (con lo que hay que prevenir problemas de impermeabilización), y en otras ocasiones motor y bomba se encuentran alejados y comunicados por el eje de manera que el motor queda suspendido en la superficie del pozo y solamente es el cuerpo de la bomba el que se sumerge. En la Figura 4.6 se muestra una bomba vertical en la que el motor queda en la superficie del pozo.



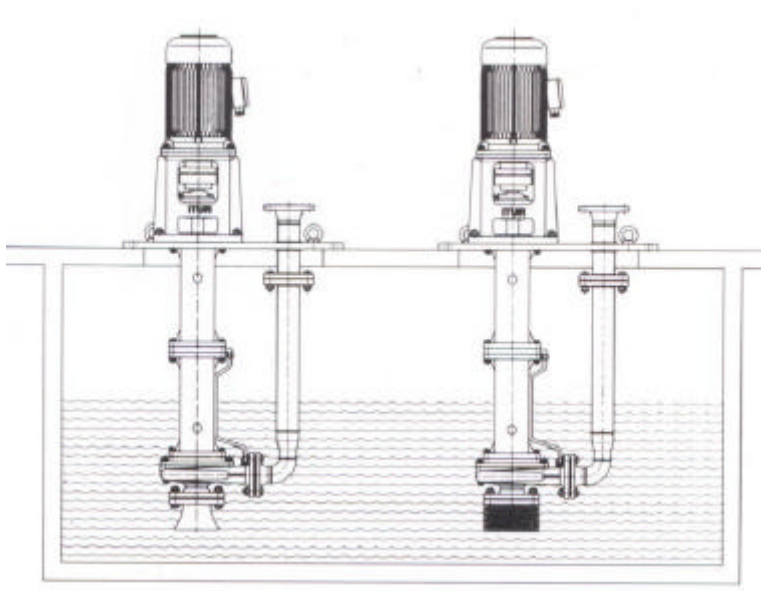
*Figura 4.6. Bomba vertical. Cortesía de Bombas ITUR*

Esto depende de la relación más o menos directa entre la bomba y el motor mediante el eje. Cuando tanto bomba como motor se encuentran instaladas en un único eje compacto y no intercambiable, la máquina es monoblock. En estos casos el motor va solidario a la bomba y así hay que considerarlo en el establecimiento del rendimiento como veremos en epígrafes posteriores. Cuando el motor y la bomba pueden acoplarse mediante algún tipo de dispositivo y son independientes, la máquina es de eje libre. Estas soluciones son más voluminosas pero proporcionan una mayor independencia. Por ejemplo en el caso de la bomba vertical de la Figura 4.6, se observa claramente que ésta es de eje libre.

Según el tipo de instalación de las bombas cuando estas sirven para la extracción de agua desde un pozo poco profundo, pueden colocarse sumergidas en el interior del agua o en un pozo seco paralelo a aquel del que se desea extraer el fluido. En el caso de que la instalación sea en pozo seco, la bomba no está en el mismo pozo que el agua, por lo que en ningún caso puede inundarse, sin embargo, tiene un coste de obra civil más importante. Esto es lo que se distingue en las Figuras 4.7 y 4.8.



*Figura 4.7. Instalación de bomba vertical con pozo auxiliar. Cortesía de Bombas ITUR*

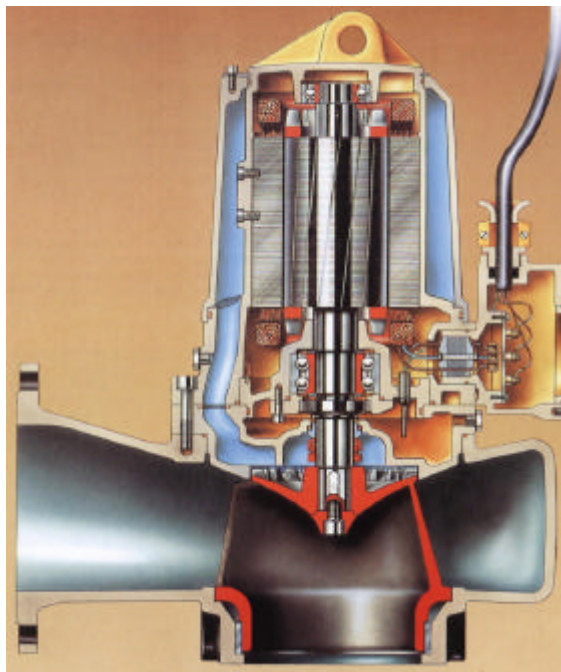


*Figura 4.8. Instalación de bomba vertical sumergida. Cortesía de Bombas ITUR*

Según la configuración de los álabes del rodete en relación con los discos que presentan nos vamos a encontrar bombas con el rodete cerrado, convencionales, con un



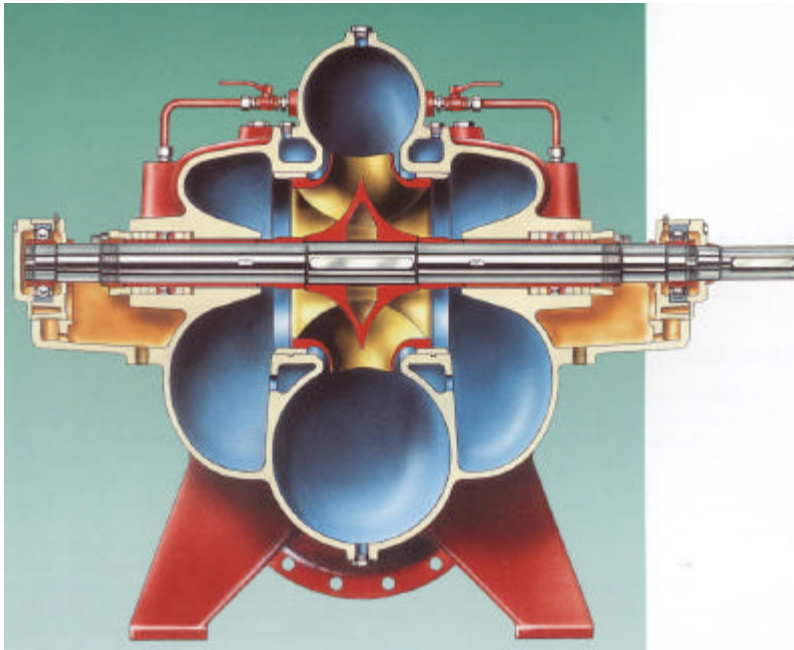
disco anterior por delante de los álabes del rodete y otro posterior por detrás. Sin embargo hay ocasiones en las que los discos anterior o ambos no se presentan. En estos casos las máquinas tienen rodetes semiabiertos o abiertos respectivamente. La causa principal de que esto ocurra es para evitar obturaciones que pueden producir los pasos muy estrechos. En este sentido los rodetes cerrados funcionarán perfectamente cuando las aguas sean muy limpias y pueden presentarse problemas cuando las aguas lleven algún tipo de sólidos en suspensión, como es el caso de las bombas de impulsión de aguas residuales, por lo que en estos casos, suelen tener rodetes abiertos, como se muestra en la Figura 4.9.



*Figura 4.9. Bomba para extracción de aguas residuales. Cortesía de Bombas ITUR*

Según la disposición de la carcasa externa, las bombas pueden ser de un único cuerpo o de cámara partida. La instalación más convencional es la de cuerpo único, sin embargo, las bombas de cámara partida presentan dos rodetes con el disco posterior compartido o un rodete doble, estando el resto de cuerpo de la bomba atravesado por el eje, como se muestra en la Figura 4.10.

Estas bombas aparecen frecuentemente en los abastecimientos puesto que son capaces de dar rangos amplios de caudal con máquinas que tienen rodetes centrífugos y rendimientos adecuados.



*Figura 4.10. Bomba de cámara partida. Cortesía de Bombas ITUR*

### 3. PARTES DE LAS BOMBAS

Ya ha sido adelantado en la clasificación y descripción que previamente se ha presentado en cierta manera, cuales son las partes constitutivas principales de una bomba. Ha sido introducido el rodete que, con sus álabes y los canales que quedan entre ellos, tiene una importancia crucial en el intercambio de momento cinético que hace que la máquina proporcione la energía necesaria al fluido. Sin embargo, las bombas constan de más partes, todas ellas de gran importancia para el correcto funcionamiento de la misma y que deben ser aquí detalladas para uniformizar la denominación, al menos de las partes más importantes, y aclarar la importancia que tienen en el proceso de transformación energética.

#### 3.1. La bomba centrífuga

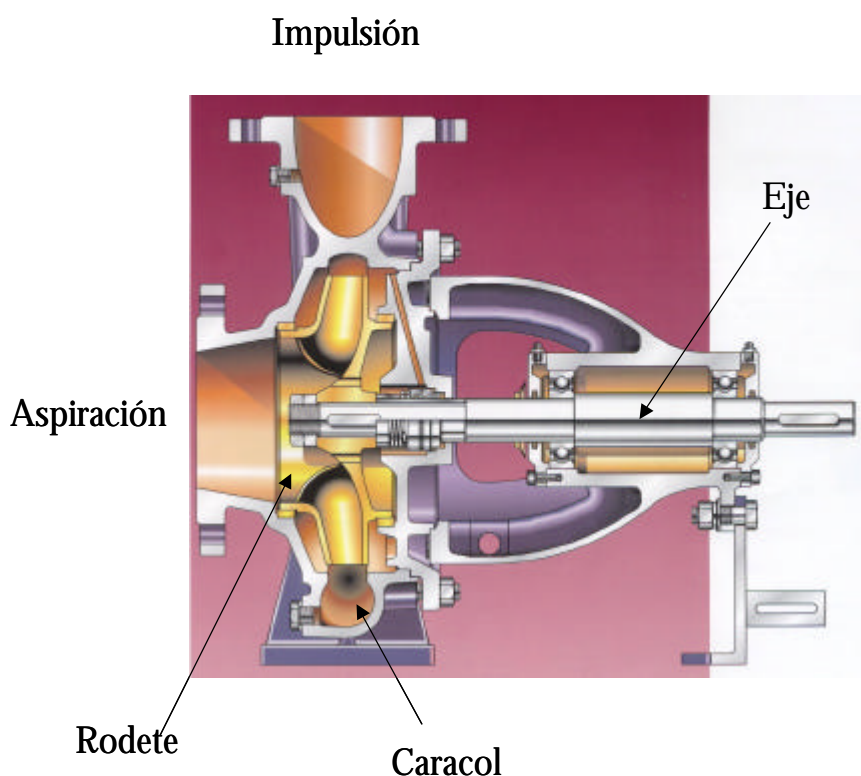
En la Figura 4.11 se observan las partes constitutivas de la máquina centrífuga. Se destacan en ella las partes fundamentales, aunque en un despiece detallado, como se muestra en la Figura 4.12, encontraremos muchos más elementos a considerar.

En primer lugar, ya se ha dicho que antes de que el agua entre en la bomba es lo que se denomina aspiración y cuando ésta sale de la misma es lo que consideramos como impulsión. Naturalmente la bomba estará conectada a tubos por los que le llega y se va el agua que tienen que tener algún tipo de acoplamiento con la misma: enroscados, embridados u otras formas constructivas.

Ya en el interior de la bomba, el agua se encuentra con el rodete que, solidario al eje y a la velocidad que este le imprima, va a girar proporcionando al agua una cierta presión y

caudal. En el rodete hay dos discos: uno anterior y otro posterior (que como ya se ha indicado no se encuentran ambos en todos los tipos de bombas) y que están unidos por los álabes. El número y orientación de los mismos va a determinar las características hidráulicas de la bomba, por lo que este aspecto será cuidadosamente calculado por el fabricante.

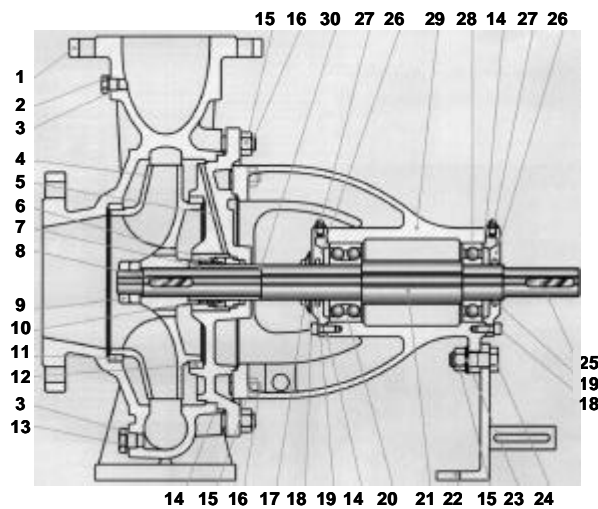
En la bomba de la Figura 4.11 no se observa, pero hay máquinas que a la salida del rodete tienen una nueva corona de álabes fija al cuerpo de la máquina. Esto es el difusor. Éste se instala para que las pérdidas por fricción en partes posteriores de la máquina sean menores al disminuir la velocidad absoluta, ya que la energía cinética es transformada en energía de presión.



*Figura 4.11. Sección de la bomba centrífuga convencional. Cortesía de Bombas ITUR*

Cuando el fluido sale del rodete, o en su caso del difusor, es recogido en el caracol o cámara espiral. Éste es un conducto que recoge las partículas que van saliendo por los canales que dejan los álabes del rodete y las lleva hasta la impulsión. La sección del caracol suele ser circular aunque también se presenta de forma rectangular o trapezoidal, y va aumentando conforme recoge más partículas procedentes del rodete, de ahí proviene su nombre o el también utilizado de cámara espiral.

En la Figura 4.12 se muestra un despiece de una bomba centrífuga en que se indica con mayor detalle las partes constitutivas de la misma.



- |  |                                 |
|--|---------------------------------|
| 1.Cuerpo o carcasa de bomba                    | 16.Espárragos enroscados        |
| 2.Tapón (para manómetro, venteo, cebado, etc.) | 17.Deflector protector          |
| 3.Junta circular                               | 18.Tornillo Allen               |
| 4.Impulsor o rodete                            | 19.Anillo de fieltro            |
| 5.Tapa de bomba                                | 20.Rodamiento anterior          |
| 6.Cierre mecánico                              | 21.Eje de la bomba              |
| 7.Camisa del eje                               | 22.Pie de apoyo                 |
| 8.Chaveta del rodete                           | 23.Arandela                     |
| 9.Tuercas del rodete                           | 24.Tornillo de cabeza hexagonal |
| 10.Casquillo distanciador                      | 25.Chaveta del accionamiento    |
| 11.Anillo de desgaste anterior (cuerpo)        | 26.Tapa de los rodamientos      |
| 12.Anillo de desgaste posterior (tapa)         | 27.Tornillo para el engrasado   |
| 13.Tapón de vaciado de la bomba                | 28.Rodamiento posterior         |
|  | 29.SopORTE palier               |
|  | 30.Junta tórica                 |

*Figura 4.12. Despiece de detalle de bomba centrífuga*

### 3.2. La bomba axial

La máquina axial tiene unas partes constitutivas muy similares a las de la bomba centrífuga. La diferencia fundamental consiste en que, puesto que el fluido debe atravesar directamente el rodete de forma coaxial con el eje, los álabes se han convertido en palas y no existen discos en el mismo que impidan el paso del agua.

Por otra parte, puede aparecer un difusor fijo para disminuir la energía cinética del agua, especialmente la que proviene del efecto de la rotación producida por el rodete y que debe ser anulada para que no se convierta en pérdidas aguas abajo de la misma.

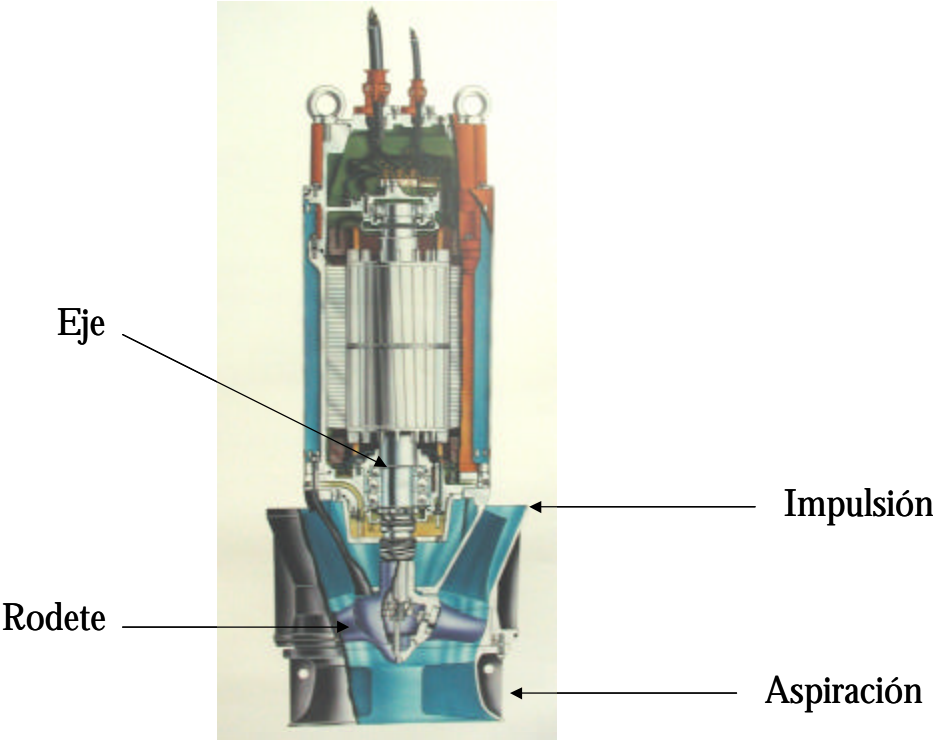
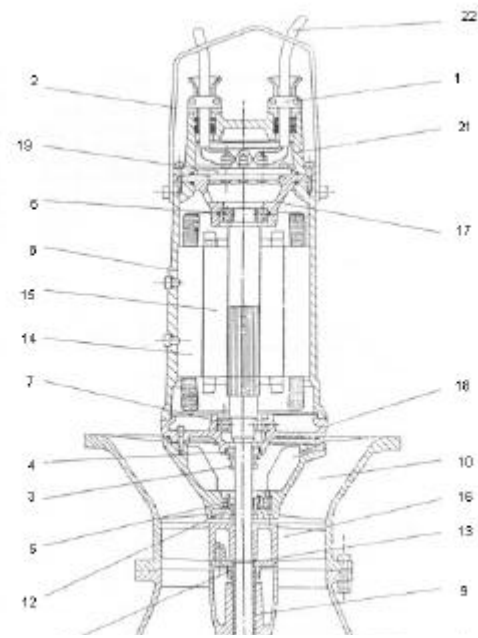


Figura 4.13. Las partes de la máquina axial



Nº	Denominación de piezas
1	Prensa cable completo
2	Asa
3	Aro tope cierre mecánico
4	Cierre mecánico superior
5	Cierre mecánico inferior
6	Rodamiento superior
7	Rodamiento inferior
8	Carcasa
9	Cojinete bronce cuerpo aspiración
10	Cuerpo bomba
11	Cuerpo aspiración
12	Caja prensa cierre mecánico
13	Casquillo partido tope rodete
14	Estator completo
15	Rotor completo
16	Rodete
17	Soporte Rodamiento superior
18	Soporte Rodamiento inferior
19	Tapa conexiones
20	Tapa fijación rodete
21	Tapa carcasa
22	Cable eléctrico

Figura 4.14. Despiece de detalle de máquina axial. Cortesía de bombas IDEAL

## 4. LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DE LA BOMBA

A pesar de que las disposiciones constructivas son importantes para el mantenimiento de la bomba y otros aspectos del funcionamiento de la misma, en los problemas de diseño hidráulico, la caracterización de una bomba se hace mediante el conocimiento de las curvas motrices de la misma. Esto nos permitirá determinar el tipo de bomba que es necesaria para una instalación determinada cumpliendo las restricciones de caudal, presión y rendimiento adecuadas y el punto de funcionamiento de la bomba en una instalación determinada.

### 4.1. Curvas características teóricas

Como su nombre indica, representan el comportamiento que tendría la máquina sin pérdidas de ningún tipo. A pesar de que se trata de curvas que no se van a presentar en la realidad, son de utilidad para conocer la forma que tendrán las curvas definitivas de la máquina.

En primer lugar se presenta la curva H-Q, la que relaciona la altura con el caudal proporcionadas por una máquina para un régimen de giro determinado. A esta suele denominarse *curva motriz* (López y Martínez, 2001).

La bomba proporciona una altura total al fluido que atraviesa la misma con un cierto caudal. La altura total con la que entra el agua a la bomba en la aspiración es:

$$H_1 = z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g}$$

Donde  $z$  es la cota,  $p$  la presión y  $v$  la velocidad media con la que el flujo circula por la tubería de aspiración). Cuando el agua ha atravesado la bomba, la altura total que posee es:

$$H_2 = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g}$$

La altura total que se le ha comunicado al fluido será:  $H = H_2 - H_1$

Y esta es la altura de la que hablamos en esta curva de altura-caudal.

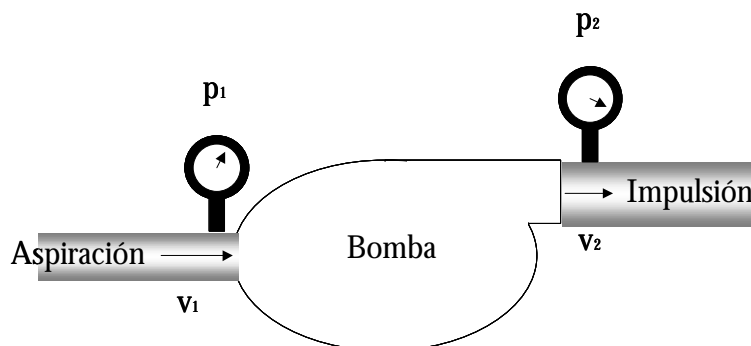


Figura 4.15. El concepto de altura motriz.

Si la bomba tuviese un número infinito de álabes, las trayectorias que seguirían las partículas al atravesar el rodete serían perfectas y exactamente las que habrían sido consideradas en el diseño, puesto que no puede existir desviación alguna al estar las trayectorias perfectamente guiadas. A la curva que aparecería así se denomina  $H_{\infty}$  y es una recta en el diagrama H-Q, con una pendiente dependiente de los ángulos de entrada y de salida de los álabes. Obviamente es imposible que la bomba tenga un número infinito de álabes porque esto impediría físicamente que pasase fluido entre los canales del rodete.

Cuando la bomba tuviese un número finito de álabes, pongamos un número  $z$ , la curva que se genera es la llamada  $H_{tz}$ , recta como la anterior y que proviene de multiplicar dicha curva por un coeficiente empírico. En este caso las prestaciones de la máquina ya van siendo menores puesto que han sido introducidas ciertas pérdidas hidráulicas debidas a que el guiado de las partículas en los filetes que dejan los álabes no es perfecto.

## 4.2. Curvas características reales

El comportamiento teórico de una bomba no es de utilidad para la realización de cálculos hidráulicos puesto que es necesario conocer cómo esa bomba va a comportarse en la realidad. Este comportamiento no puede ser conocido más que por ensayo de la máquina en un banco dotado de la instrumentación correspondiente. El fabricante obtendrá las curvas características de la máquina y ésta será la que suministre al usuario.

De esta manera, las curvas que tienen interés son las que representan la altura con el caudal, la del rendimiento con el caudal y la de la potencia con caudal, dependiente de las dos anteriores.

### *La curva de altura- caudal: curva motriz*

La curva motriz como ya ha sido indicado, proporciona la altura que una bomba suministra para un cierto caudal a una velocidad de giro determinada.

La existencia de pérdidas por fricción y por choque en el interior de la máquina hacen que la forma de la curva motriz difiera de la forma recta que hemos descrito en las curvas teóricas. La forma que suele adoptar esta curva es la de una parábola:

$$H = A + BQ + CQ^2$$

En la Figura 4.16, se muestra esta diferencia en la forma que tienen las distintas curvas teóricas y reales de la máquina.

Este comportamiento que presenta menores prestaciones entre las curvas teóricas y real de la máquina está ligado a la existencia de pérdidas en el transcurso del agua dentro de la máquina. En este sentido, hay que conocer la naturaleza de estas pérdidas que darán lugar al concepto de rendimiento de la bomba

Como se indicó en el capítulo anterior, en ocasiones, los modelos computacionales introducen las bombas de la forma:

$$H = A + BQ^C$$



Este ajuste, a pesar de no corresponderse con la forma tradicional de presentar la curva de la máquina, goza de éxito entre los modeladores (Fuentes et al, 2002).

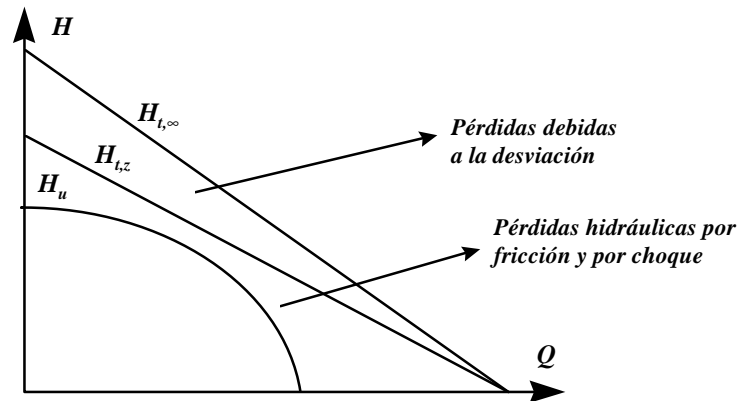


Figura 4.16. Curvas características teórica y real de una bomba centrífuga.

#### La curva de rendimiento-caudal y potencia-caudal

Existen diferentes razones por las cuales se dan pérdidas en una bomba. Una de ellas ya la hemos anunciado, y son las pérdidas hidráulicas debidas a que las partículas no se encuentran completamente guiadas en el interior del rodete además por fricción y choque en el interior del mismo (Agüera, 1996).

Definamos como  $H_u$  a la altura que daría la bomba con pérdidas hidráulicas. Así, cuando la comparamos con la altura teórica con  $z$  álabes, nos encontramos con lo que denominamos el rendimiento hidráulico de la bomba:

$$h_h = \frac{H_u}{H_{Tz}}$$

De otro lado nos encontramos con pérdidas mecánicas por fricción entre los elementos móviles y los elementos fijos. Estas pérdidas son importantes en las máquinas centrífugas debido al rozamiento entre los discos y las partes fijas de la bomba. Estas pérdidas que se originan hacen que la potencia que se entrega al fluido sea menor que la que se absorbe en el eje. Esta potencia será denominada potencia en el eje (producto del par en el eje por la velocidad de rotación), frente a la que se transmite al fluido que, tras las pérdidas mecánicas entre rodete y carcasa además de ejes y cojinetes, es algo menor y denominaremos potencia interna, necesaria para el movimiento del fluido e incremento de su energía.

$$P_{abs} = M_{eje} \omega$$

$$P_{abs} = P_i + Perd.mec.$$

$$h_m = \frac{P_i}{P_{abs}}$$



Nos queda por considerar otro tipo de pérdidas que son las pérdidas volumétricas. Estas ocurren al ser diferente el caudal útil o efectivo obtenido  $Q$  a la salida del que circula por el rodete  $Q_r$ , algo mayor. Cierta parte del caudal que trasiega la bomba se pierde en fugas, esta pequeña parte de caudal puede perderse entre los discos del rodete y la carcasa y volver a entrar a la aspiración, (o bien por detrás del disco posterior y no recuperarse). En cualquier caso suponen unas pérdidas que dan origen a un nuevo rendimiento, el rendimiento volumétrico.

$$h_v = \frac{Q}{Q_r}$$

De esta manera y, habiendo considerado todas las posibles naturalezas de las pérdidas que se presentan en la bomba, definimos la llamada potencia útil de la bomba como la que se comunica finalmente al fluido que sale de la bomba con un caudal  $Q$  y una altura  $H$  útil, de la forma:

$$P_u = \gamma QH$$

siendo  $\gamma$  el peso específico del fluido que se trasiega.

De esta manera, el rendimiento global de la bomba, dato proporcionado por el fabricante, se define como:

$$h_g = \frac{P_u}{P_{abs}} = \frac{\gamma QH}{P_{abs}}$$

Y en realidad, es el producto de los tres rendimientos anteriores:

$$h_g = h_v \cdot h_h \cdot h_m$$

En la Figura 4.17 se presenta el rendimiento energético de una bomba. En dicha figura, se observa que la potencia absorbida, transmitida a la bomba a través del eje, sufre en éste una serie de pérdidas mecánicas. Al fluido que circula por el rodete le llega lo que hemos denominado potencia interna, pero de ésta una parte se disipa en el propio rodete en forma de pérdidas hidráulicas y otra parte va al caudal de fugas, constituyendo las pérdidas volumétricas.

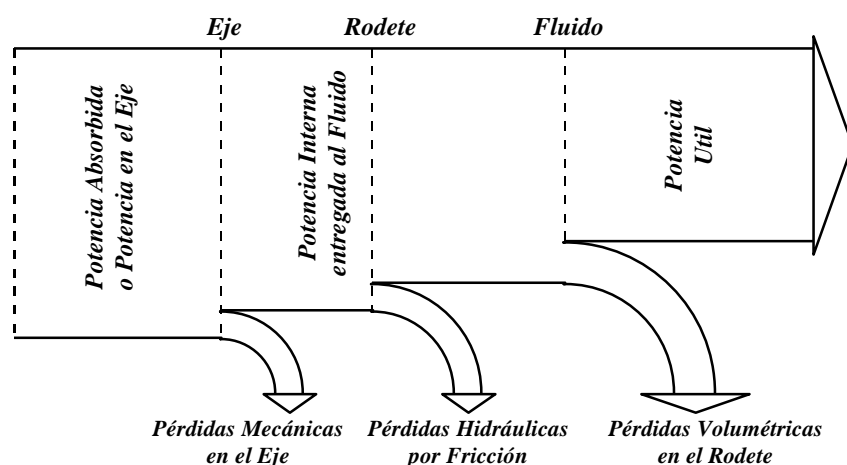


Figura 4.17 Balance Energético en una Bomba.

La potencia que finalmente aporta la bomba al fluido es lo que denominamos potencia útil.

En la práctica, es complicado diferenciar el aporte al rendimiento global que suponen cada uno de los rendimientos anteriormente presentados y, por otra parte, para el diseñador del abastecimiento no tiene especial interés. Lo más interesante en este sentido es el comportamiento del rendimiento global ya que presenta cómo la máquina se va a comportar en la realidad.

También el rendimiento global depende del caudal y esta es la curva de rendimiento-caudal  $h(Q)$  (Figura 4.18). Esta curva, a su vez, tiene forma parabólica, pasando por el origen y con un máximo dentro del rango de trabajo y debe ser proporcionada por el fabricante de la máquina puesto que no existe forma teórica para su obtención:

$$h_g = DQ + EQ^2$$

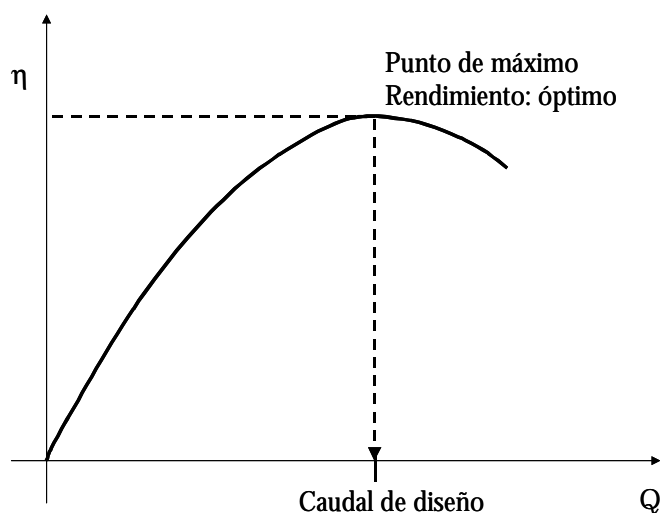


Figura 4.18. Curva de rendimiento de la bomba

En esta curva, como ya se ha indicado, se presenta un máximo dentro del rango de trabajo. Este punto es aquel en que el aprovechamiento energético es mejor y presenta el óptimo para el rendimiento de la máquina. Al caudal al que ocurre esta circunstancia se le denomina caudal de diseño y lo deseable es que el funcionamiento de la máquina en las situaciones en que se instale se encuentren cerca de este punto. De esta manera se estará operando de la forma más eficiente posible. Si se conocen los coeficientes de la curva de rendimiento-caudal este óptimo puede conocerse de forma analítica al derivar esta curva de rendimiento con respecto al caudal e igualar a cero, el caudal que resulta de resolver esta ecuación es el caudal de diseño o de rendimiento máximo.

En este punto óptimo o de diseño, llamemos  $H_d$  y  $Q_d$  a la altura y caudales proporcionados por un rodete en las condiciones de funcionamiento más eficiente a la velocidad de giro  $\omega$ .

Se define entonces el parámetro  $K$  (Norma ISO 9906:1999(E)) como:

$$K = \frac{wQ_d^{1/2}}{(gH)^{3/4}}$$

Este coeficiente será de utilidad en epígrafes posteriores, cuando se presenten las leyes de semejanza.

La potencia absorbida se relaciona con el caudal y el rendimiento de la forma:

$$P_{abs}(Q) = \frac{P_u}{h_g(Q)} = \frac{gQH}{h_g(Q)}$$

De esta manera puede conocerse la curva de potencia absorbida-caudal, que, por otra parte, no es independiente de las dos anteriores. Esta curva es habitualmente proporcionada por los fabricantes, tal como se muestra en la Figura 4.19 en la que se presenta un conjunto de curvas para una máquina real.

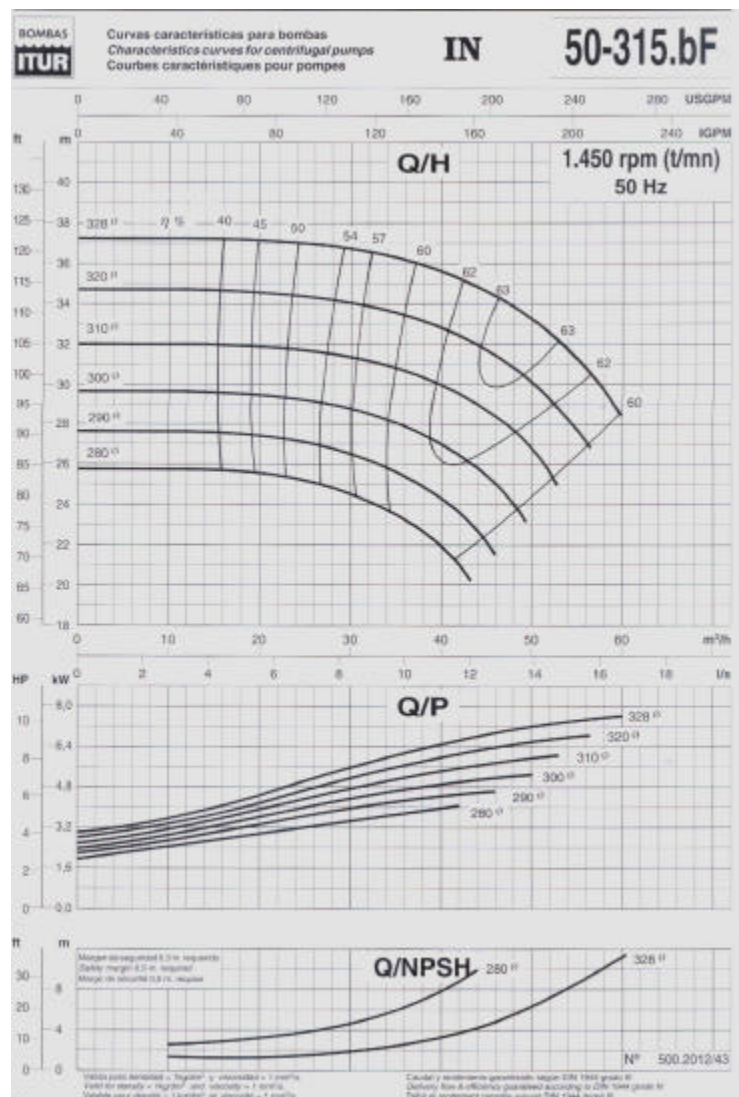


Figura 4.19. Curvas para una bomba. Cortesía de Bombas ITUR.

En esta figura puede observarse en la parte superior la curva motriz para diferentes diámetros del rodete. Veremos en epígrafes posteriores cómo se relacionan estas curvas mediante las leyes de semejanza. En los puntos de la curva motriz se han marcado los rendimientos, de manera que la curva de rendimientos se proporciona, no de forma directa sino marcando los valores sobre la propia curva motriz. La relación entre los puntos que

tienen el mismo rendimiento para máquinas de diferente diámetro son las llamadas colinas de isorrendimiento.

En el mismo diagrama se observa la curva de potencia-caudal y las curvas de NPSH-caudal referentes a la cavitación, de las que hablaremos en capítulos posteriores.

## 5. LA BOMBA SE PONE EN LA INSTALACIÓN: PUNTO DE FUNCIONAMIENTO

Estas curvas que caracterizan a la bomba son de gran importancia en el momento de diseño del abastecimiento. Cada bomba cuando se coloca en una instalación proporciona un caudal y una altura, en función de las características propias y de las de la instalación en la que se desea poner a funcionar. A este punto de caudal y altura se denomina punto de funcionamiento.

El punto de funcionamiento depende, por un lado, de las características de la bomba: su curva motriz y de rendimiento, y por otra, de las de la instalación. A la curva que representa a la instalación se denomina la curva resistente y es una función de la elevación física que tenga que sufrir el agua y de las pérdidas que se introduzcan en la red.

Supongamos que el agua tiene que subir mediante una bomba desde un depósito de cota  $z_1$  a otro de cota  $z_2$ . A esta altura  $z_2 - z_1$  llamaremos altura geométrica de elevación  $H_g$ . De otro lado las pérdidas de la instalación, tanto menores como por fricción, pueden ser consideradas como proporcionales al caudal al cuadrado. Al coeficiente de proporcionalidad se le denomina coeficiente resistente de la instalación:  $K_R$ .

De esta manera, la curva resistente total de una instalación como la de la Figura 4.20 es de la forma:

$$H_R = H_g + K_R Q^2$$

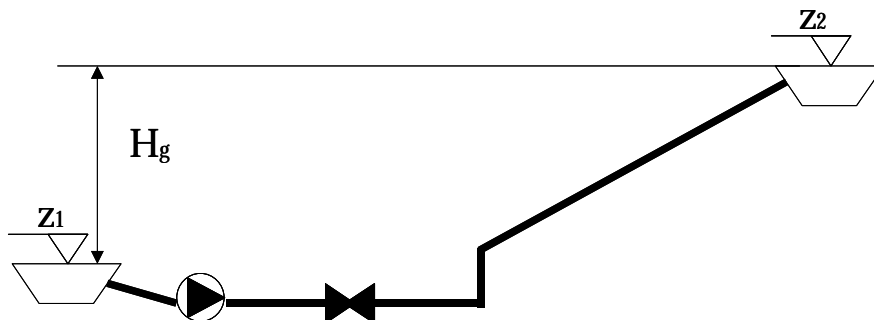


Figura 4.20. Instalación de impulsión con bomba

El punto de funcionamiento del sistema corresponde a una situación en la que, al caudal de trabajo, la altura que proporciona la bomba es la que se “gasta” en la instalación, en vencer las pérdidas que se generan con el paso de fluido por las conducciones y los elementos accesorios y en vencer la altura geométrica.

Para conocer este punto conceptualmente, lo que tenemos que hacer es igualar la curva motriz a la curva resistente: esto es, la energía que se suministra al agua es gastada por la misma para cumplir el cometido que se desea en la instalación.

*Analíticamente, significa que la curva motriz se iguala a la resistente:*

$$H_B = A + BQ + CQ^2 = H_R = H_g + K_R Q^2$$

*La solución de esta ecuación proporcionará el caudal de funcionamiento, el cual, al sustituir bien en la curva motriz, bien en la resistente, proporcionará la altura de funcionamiento.*

Esta resolución analítica del punto de funcionamiento presupone que se conocen las expresiones matemáticas de las curvas, tanto motriz como resistente. La curva motriz es proporcionada por el fabricante, si no nos proporciona las curvas correspondientes, tomando una serie de puntos y haciendo una interpolación, vamos a poder encontrar un ajuste para la misma.

Por otro lado, la curva resistente depende de las características de la instalación y, conocidas las longitudes, diámetros y factores de fricción de las tuberías pueden conocerse mediante las expresiones presentadas en el capítulo precedente, la característica resistente total de la instalación. La representación en el diagrama H-Q de la curva resistente es una parábola creciente. Esta parábola tiene en el origen la altura geométrica de elevación y su pendiente es la característica resistente.

Esto nos hace ver que también de forma gráfica pueden igualarse la curva motriz con la curva resistente. En la Figura 4.21 se presenta lo que denominamos resolución gráfica del punto de funcionamiento. Cuando en el diagrama H-Q coinciden la curva motriz con la curva resistente se cumple la condición de funcionamiento de la instalación y este es el punto de funcionamiento de la misma

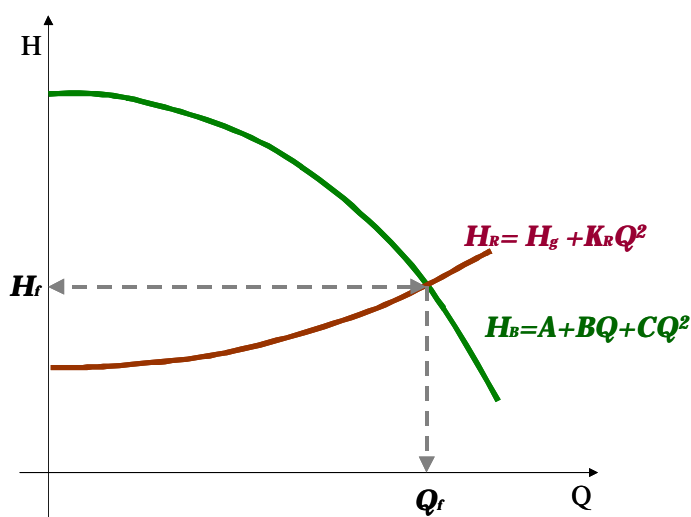


Figura 4.21. Punto de funcionamiento de una instalación

## 6. LAS LEYES DE SEMEJANZA

Ya conocemos cómo se clasifican y caracterizan las bombas e incluso cómo se comportan cuando funcionan en una instalación real. Sin embargo, puede ser de gran interés conocer cómo se comportará la máquina con otras características constructivas similares puesto que ello puede tener gran interés para conocer no sólo el punto de funcionamiento sino el posible rango de funcionamiento de la máquina.

Para explicarnos cómo se comportará la máquina en estas nuevas condiciones tenemos las *leyes de semejanza*. Las leyes de semejanza hidráulica sirven para predecir el comportamiento de una máquina en dos situaciones distintas de las de diseño, o bien lo que se interpreta como el funcionamiento semejante entre un modelo y su prototipo:

- Cuando el motor hace girar al eje (y por tanto al rodete) a velocidades de giro diferentes de la de diseño, a esto es a lo que denominamos semejanza *cinemática*. En este caso el modelo y el prototipo presentan velocidades que en los mismos puntos de la máquina modelo y la semejante guardan la misma proporción. A esta relación de proporcionalidad se suele caracterizar con el símbolo  $a$ . Asimismo, para que los puntos de funcionamiento de la máquina se consideren semejantes, también deberá cumplirse que los triángulos de velocidad (relación de la velocidad absoluta, relativa y de arrastre) a la entrada y la salida sean iguales (López y Martínez, 2001).
- Cuando la máquina modelo y el prototipo guardan una relación de proporcionalidad en sus dimensiones, se denomina semejanza *geométrica*. En la práctica, a pesar de que esta condición parece sencilla de cumplir, existen aspectos como rugosidades, holguras, etc difíciles de reproducir. A la relación dimensional de estas proporciones físicas entre la máquina y el prototipo se conoce con el nombre del coeficiente  $I$ .

Existe un tipo de semejanza más, la llamada semejanza *dinámica*. Esta se da cuando entre la máquina modelo y la prototipo se presentan los mismos números adimensionales. Sin embargo estas condiciones en la práctica son difíciles de presentarse, por lo que en ocasiones se asume, aunque en realidad no se cumple. Esta es la causa de que a veces el comportamiento que predicen estas para máquinas semejantes no se cumplan en la realidad, apareciendo ciertas desviaciones, dependiendo del punto de funcionamiento de la bomba

Normalmente, para los problemas de diseño hidráulico básico de los abastecimientos es suficiente el uso de estas leyes puesto que en un sistema en el que se cumpla la semejanza cinemática, dinámica y en puntos semejantes se conserve el número de Reynolds, se considerará que cumple las condiciones para la semejanza absoluta y pueden aplicarse las reglas que serán a continuación presentadas para la misma.

Las expresiones para las leyes de semejanza entre curvas motrices de la bomba modelo y prototipo se aplican entre lo que se llaman puntos homólogos. En estos puntos debe conservarse, teóricamente, el rendimiento. A continuación vamos a observar cómo se

comportan las bombas cuando varían sus condiciones y son aplicables las leyes de semejanza.

### 6.1. Leyes de semejanza absoluta.

Las leyes de semejanza absoluta aplicadas a las turbomáquinas pueden deducirse de la realización de un análisis adimensional en el comportamiento de las máquinas o de las ecuaciones fundamentales del comportamiento de las mismas. Sin embargo, no es objeto de este capítulo introductorio y, sobre todo, con carácter descriptivo, el considerar con detalle la deducción de las mismas.

Por ello, se va a proceder a enunciar las mismas, sin demostrarlas. Identificando con una tilde los valores del prototipo funcionando en un punto homólogo y sin ella los correspondientes al modelo en un punto de trabajo determinado, se cumple:

$$\frac{H'}{H} = a^2 I^2$$

$$\frac{Q'}{Q} = a I^3$$

De esta manera, si las curvas características de la máquina son:

$$H = A + BQ + CQ^2$$

$$h = DQ + EQ^2$$

Las curvas de la máquina en las que se aplica semejanza absoluta resultan:

$$H' = a^2 I^2 A + \frac{a}{I} BQ' + \frac{C}{I^4} Q'^2$$

$$h = \frac{D}{a I^3} Q' + \frac{E}{a^2 I^6} Q'^2$$

Como ya se ha indicado anteriormente, la aplicación de las leyes de semejanza tiene interés en varias aplicaciones particulares:

- Cuando se quiere conocer el comportamiento de una bomba girando a otra velocidad distinta de la nominal. En este caso, cuando se disponga de un variador de velocidad acoplable a la misma, podrá ser utilizada la misma máquina para proporcionar puntos de funcionamiento distintos del nominal, al ser capaz de cambiar las curvas características de la misma. Esta es una de los recursos principales que pueden ser utilizados para la regulación en el abastecimiento, y será detallado en capítulos posteriores.
- Cuando se desea conocer el comportamiento de una máquina semejante, pero de otro tamaño. En este sentido, tiene interés particular conocer cómo se comportará esencialmente el mismo cuerpo de la máquina con un tamaño distinto de diámetro externo del rodete. Es el principio de la fabricación en serie; se desea con ello cumplir un amplio rango de funcionamiento con una misma bomba, instalando en la misma rodets con diferentes diámetros.

- Ser capaces de adimensionalizar en cierta manera el comportamiento de las bombas al disponer de ábacos y diagramas de diseño que generalicen el comportamiento de las máquinas según familias semejantes.

En este sentido, tiene gran interés práctico en el contenido del curso que nos ocupa, el conocimiento del comportamiento de las máquinas a diferentes velocidades de giro, por las posibilidades cara a la regulación que ello presenta, y el análisis de la semejanza geométrica aplicada al aspecto del recorte de rodete por las posibilidades de fabricación en serie y proposición de diagramas de selección de bombas.

## 6.2. La bomba girando a diferente velocidad

Cuando la misma máquina es arrastrada por el motor a una diferente velocidad de giro de la nominal, se cumple de forma natural la semejanza geométrica (con una razón de reducción de tamaño  $I$  de la unidad). Por ello, las leyes de semejanza, resultan en este caso:

$$\frac{H'}{H} = a^2$$

$$\frac{Q'}{Q} = a$$

De la combinación de estas ecuaciones se deduce fácilmente:

$$\frac{H'}{H} = \left( \frac{Q'}{Q} \right)^2 \Rightarrow H = \left( \frac{H'}{Q'^2} \right) Q^2 \Rightarrow H = kQ^2$$

Esto es, todos los puntos semejantes a uno dado se encuentran en parábolas que pasan por el origen y el punto de la bomba considerado. En todos estos puntos, en los que la máquina se encontrará girando a diferentes velocidades, el rendimiento es el mismo, de manera que se constituyen en el lugar geométrico de los puntos que tienen el mismo rendimiento, y por tanto, en la parábola de isorrendimiento.

De otro lado, conocidas las curvas características de una máquina, puede construirse la curva semejante a otra velocidad de giro a esta, en la cual todos los puntos de la misma encuentran su semejante en ésta.

$$H = A + BQ + CQ^2 \Rightarrow H' = a^2 A + aBQ' + CQ'^2$$

$$h = DQ + EQ^2 \Rightarrow h' = \frac{D}{a} Q' + \frac{E}{a^2} Q'^2$$

Estas curvas son las que se muestran en la Figura 4.22.

Como ya ha sido indicado, la utilización de la velocidad de giro, junto con la posibilidad de la asociación de bombas, es una de las herramientas más potentes de las que se dispone para llegar a un punto de funcionamiento determinado, que no pertenece a la curva motriz nominal de la máquina. Otra forma de conseguirlo, al menos de regular el caudal, es la utilización de valvulería. Sin embargo, como tendremos ocasión de ver con detalle, este último modo de operar es mucho menos favorable desde el punto de vista energético ya que en la válvula se pierde una altura motriz que no tiene utilidad alguna.



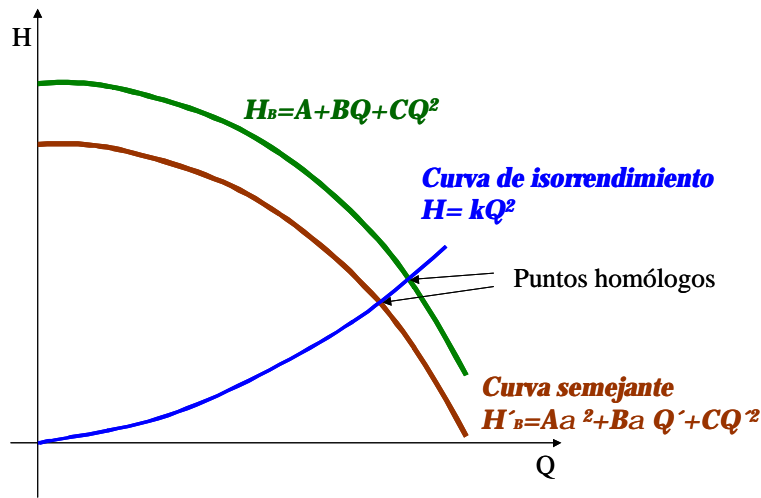


Figura 4.22 Curvas de la bomba girando a diferente velocidad

### 6.3. Semejanza geométrica: el recorte de rodete y la producción en serie.

De forma análoga a cómo se ha hecho para el planteamiento de la semejanza cinemática, podemos suponer ahora las curvas cuando una máquina varíe su tamaño pero no su velocidad de giro. En este caso, las ecuaciones que representan esta semejanza serán:

$$\frac{H'}{H} = I^2$$

$$\frac{Q'}{Q} = I^3$$

Y las curvas de la máquina en las que se aplica semejanza cinemática resultarán:

$$H' = I^2 A + \frac{B}{I} B Q' + \frac{C}{I^4} Q'^2$$

$$h = \frac{D}{I^3} Q' + \frac{E}{I^6} Q'^2$$

En este caso, las curvas de comportamiento semejante deberán cumplir la relación:

$$H = kQ^{\frac{2}{3}}$$

Ahora las curvas de isorrendimiento o de puntos homólogos de uno dado, se encuentran en el lugar geométrico ocupado por las parábolas de pendiente 2/3 que pasan por el origen y el punto dado.

*El recorte de rodete: fundamento para la fabricación en serie*

Un caso particular de aplicación de la semejanza geométrica es aquel en el que lo que se reduce es únicamente el diámetro exterior de los álabes del rodete. A esto se le llama recorte de rodete.

Esta práctica se realiza para ajustar la curva característica de la bomba a un punto de funcionamiento deseado. Sin embargo, al diseñador del abastecimiento no le sirve como una herramienta para la regulación sino para la selección de la máquina en el momento inicial de la instalación de la misma.

En este caso, dado que todas las magnitudes de la bomba permanecen constantes excepto el diámetro exterior de los álabes del rodete, las expresiones para la aplicación de la semejanza, varían ligeramente. Para describir cómo se comporta la máquina con el rodete recortado, nos vamos a basar en las descripciones de la Norma ISO 9906:1999(E) que determina cómo debe ser estudiado el recorte de rodete.

En este caso se definen unas expresiones que son de utilidad cuando la reducción del diámetro no sea mayor del 5% y para máquinas en las que la relación K sea menor o igual a 1.5, si la forma de los álabes permanece inalterada tras el recorte de rodete.

Así, se define el siguiente parámetro (ver Figura 4.23):

$$R = \left( \frac{D_r^2 - D_1^2}{D_t^2 - D_1^2} \right)^{1/2}$$

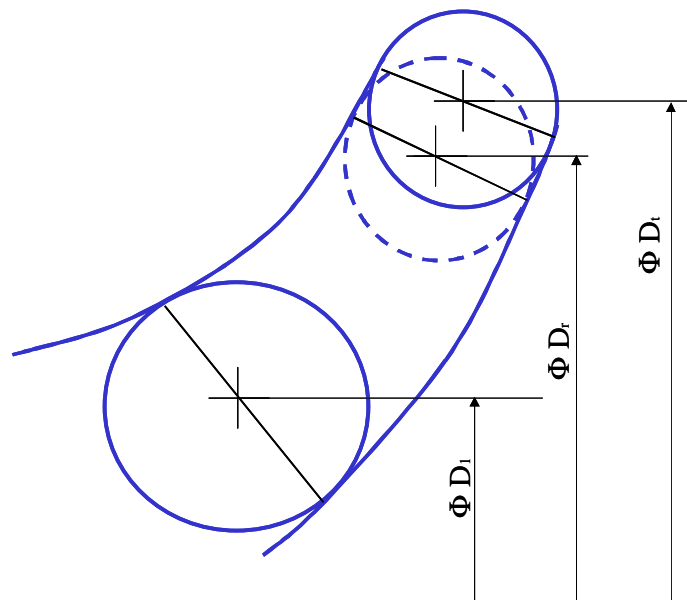


Figura 4.23. Diámetros del rodete para la definición del recorte

En este caso, las relaciones de semejanza que se cumplen son las siguientes:

$$Q_r = R Q_t$$

$$H_r = R^2 H_t$$

Donde el subíndice  $t$  hace referencia a la bomba con diámetro nominal y  $r$  a la bomba con el rodete recortado.

Así, las curvas de la máquina recortada resultarán de la forma:

$$H_r = R^2 A + RBQ + CQ^2$$

$$h_r = \frac{D}{R} Q + \frac{E}{R^2} Q^2$$

De esta manera, las curvas de isorrendimiento son de la forma:

$$H = kQ^2$$

Esto es, parábolas de isorrendimiento que pasan por el origen que coinciden con las parábolas de isorrendimiento en el caso de variación de la velocidad de giro.

Este es el fundamento para la fabricación en serie que se realiza con las máquinas que cumplen estas características. Cada máquina tiene un punto de diseño en el que el rendimiento es óptimo, esto podría significar que la máquina solamente puede trabajar en este punto de funcionamiento, lo cual supone unas capacidades de instalación muy limitadas. Sin embargo, las curvas de rendimiento varían poco para pequeñas variaciones de caudal, de manera que se puede establecer un rango de funcionamiento alrededor del punto de diseño en que la disminución del rendimiento sea “aceptable”. Cuando el rendimiento baje tanto que se haga rentable la utilización de una bomba diferente, esta bomba debe ser cambiada.

En este sentido, se puede conocer la región del espacio del diagrama H-Q limitada por un recorte de rodete determinado y por una variación del rendimiento aceptable, dentro de la cual se moverán las curvas motrices que un fabricante puede proporcionar para una misma máquina con el rodete recortado. El cuadrilátero curvilíneo que aparece en este caso se ha sombreado en la Figura 4.24.

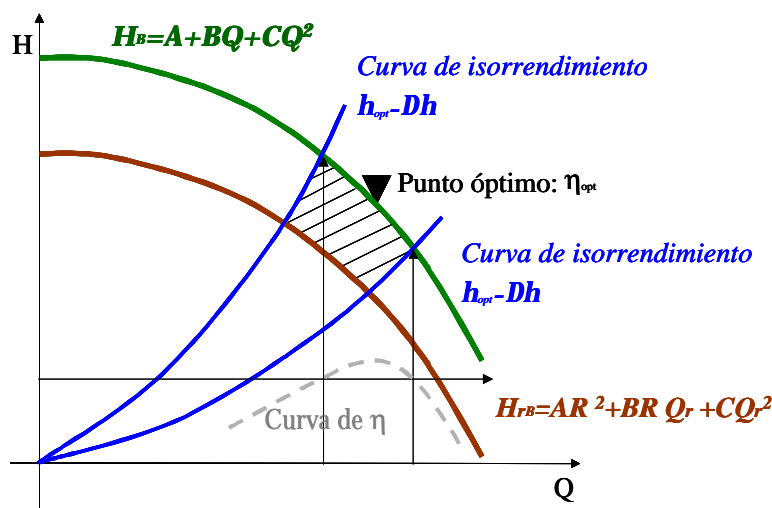


Figura 4.24. Cuadrilátero curvilíneo de aplicación de una bomba con rodete recortado

De esta manera, los fabricantes proporcionan el conjunto de bombas que pueden suministrar mediante unos diagramas que muestran estos cuadriláteros de aplicabilidad para cada una de las máquinas.

En este caso se observa cual es el campo de trabajo en el diagrama H-Q que pueden cubrir una serie de bombas girando a dos velocidades diferentes. En el interior de cada uno de los cuadriláteros (que han sido obtenidos siguiendo la misma metodología mostrada en la Figura 4.25) se representa asimismo en primer lugar el diámetro de la brida de aspiración (en mm) y en segundo lugar el diámetro exterior del rodete (también en mm). Obsérvese que la escala de caudales es logarítmica por lo que las parábolas que representan a las curvas de isorrendimiento se convierten en rectas.

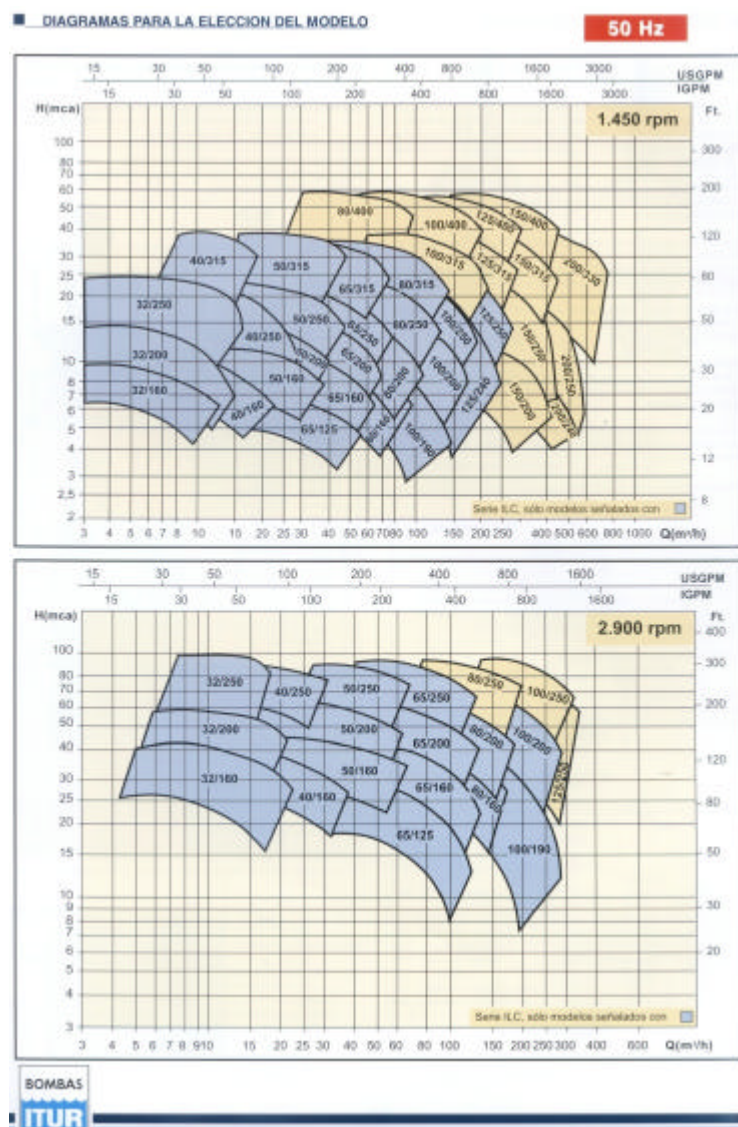


Figura 4.25. Campo cubierto por una serie de bombas normalizadas funcionando a 1450 y 2900 rpm.  
Cortesía de Bombas ITUR.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

Agüera Soriano, J. 1996. Mecánica de Fluidos incompresibles y turbomáquinas hidráulicas. Ed. Ciencia 3. SA.

Fuertes, V., García-Serra, J., Iglesias, P.L., López, G., Martínez, F.J. y Pérez, R. 2002. Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos.

López, G., Martínez, F.J. 2001. Máquinas Hidráulicas. Ed UPV. Ref. 2001.670

Norma ISO. 1999. EN ISO 9906. Annex B. Determination of reduced impeller diameter

## Capítulo 5. Instalaciones de bombeo.

Fco. Javier Martínez Solano  
Gonzalo López Patiño  
P. Amparo López Jiménez  
Rafael Pérez García

### 1. INTRODUCCIÓN

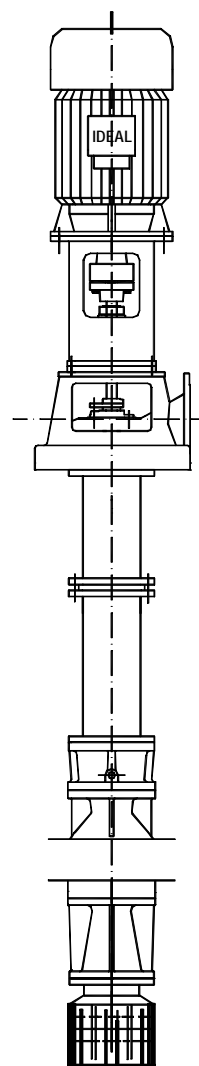
En el presente capítulo se va a estudiar el proceso por el cual el proyecto de una estación de bombeo se convierte en una realidad. En primer lugar se describirán los tipos de estaciones de bombeo más comunes en el ámbito del abastecimiento de agua potable. Con ello, se pretende centrar el capítulo en unas instalaciones muy concretas dentro del vasto mundo de las bombas.

Si en el capítulo anterior se ha introducido el concepto de punto de funcionamiento de una bomba en este se verán las peculiaridades de las instalaciones que cuentan con varias bombas, bien dispuestas en serie, bien en paralelo, resaltando aquellos detalles que pueden condicionar su correcto funcionamiento.

A continuación, se verán algunas formas de funcionamiento anómalo de una estación de bombeo. Se estudiará el fenómeno de la cavitación, así como los problemas derivados del funcionamiento con caudales por debajo del recomendado por los fabricantes y las causas que provocan el funcionamiento inestable de los grupos de bombeo.

Con esta información, ya se tendrían los datos necesarios para proceder a la selección de las bombas. Así, se repasarán los aspectos tanto técnicos como económicos que han de tenerse en cuenta a la hora de proceder a la selección de los equipos electromecánicos que formarán parte de la estación de bombeo.

Una vez elegidas las bombas, se ha de proceder a su instalación y puesta en marcha. Por tanto, se describirán las distintas acciones que se recomienda acometer antes de la entrada definitiva en funcionamiento de la estación de bombeo. Dicho de otra forma, se describirá la puesta en marcha de una estación de bombeo. El análisis de la puesta en marcha de grupos en estaciones de bombeo se va a efectuar sin tener en cuenta el efecto de golpe de ariete que se presenta en estos casos, ya que éste fenómeno se explica con un mayor nivel de detalle más adelante en este curso. En un arranque de



bomba, las sobrepresiones originadas en la tubería de impulsión por golpe de ariete no sobrepasan en ningún caso la curva característica de la bomba, razón por la cual su repercusión en los conceptos que vamos a ver a continuación será relativamente pequeña.

Como problemática de la puesta en marcha de estaciones de bombeo vamos a estudiar básicamente el cebado de las bombas y el modo de arranque en bombas centrífugas y de hélice.

Por último, se harán algunas recomendaciones acerca de las estrategias de mantenimiento de los equipos de bombeo, con especial atención a las causas más frecuentes de avería y sus posibles soluciones.

## 2. TIPOLOGÍA DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO EN LOS ABASTECIMIENTOS

Dentro De los abastecimientos de agua, se pueden destacar, entre otros, las siguientes instalaciones de bombeo:

- a) Captaciones desde pozo. En una gran parte de los abastecimientos, la captación de agua bruta se realiza desde pozos que extraen el agua del subsuelo. Este tipo de instalaciones se caracteriza por disponer de bombas multicelulares de eje vertical. Como se explicó en el tema anterior, una bomba multicelular es una bomba que consta de múltiples rodets colocados en serie, es decir, uno a continuación del otro. Existen dos configuraciones distintas para las instalaciones de captación desde pozo: la primera (mostrada en la figura de la página anterior) consiste en disponer la bomba propiamente dicha sumergida en el pozo, dejando el motor en la superficie y uniendo ambas partes mediante un eje concéntrico con la tubería de impulsión. La otra configuración consiste en utilizar equipos motobomba sumergibles, de tal forma que el motor también debe introducirse en el pozo.
- b) Impulsiones desde depósito. Otro tipo de instalaciones de bombeo también muy presentes en los abastecimientos son las impulsiones que toman agua de un depósito intermedio para elevarla bien a otro segundo depósito más elevado, bien directamente a zonas de la red que por su cota necesitan un aporte adicional de energía. En estos casos es habitual que la estación de bombeo esté formada por varias bombas acopladas entre sí en paralelo (es decir, con colectores de aspiración y de impulsión comunes). De esta forma, es posible mediante una adecuada regulación de dicha estación de bombeo ajustar el caudal aportado por ésta a las necesidades del consumo.
- c) Grupos hidropresores en viviendas. Otro tipo de instalaciones de bombeo, muy comunes en el ámbito urbano, son los grupos hidropresores. Estos pueden estar instalados en algún punto intermedio de la red, pero lo más habitual es que se encuentren en el interior de edificios que por su altura requieren un incremento de la presión en acometida a fin de alcanzar los pisos más altos. La configuración habitual es la de una o dos bombas centrífugas (de eje horizontal o vertical, indistintamente) conectadas a una acumulador hidráulico o calderín que se encarga principalmente de limitar el número de arranques y paradas de las bombas. Las órdenes de arranque y parada son ejecutadas en función de las consignas de sendos presostatos. Tanto el cálculo del volumen del calderín como la regulación del grupo se estudian con más detalle en el capítulo dedicado a la regulación de redes. Un esquema de este tipo de instalaciones se puede observar en la Figura 5.2.

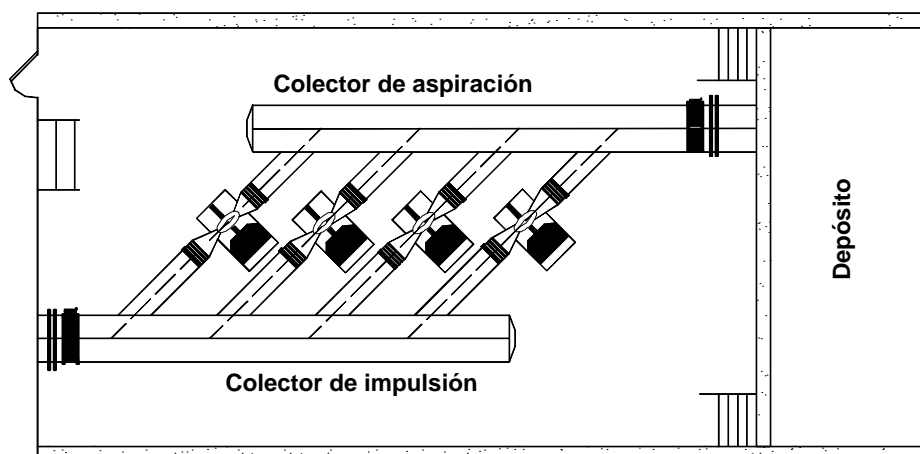


Figura 5.1. Estación de bombeo desde depósito formada por cuatro bombas de eje horizontal.

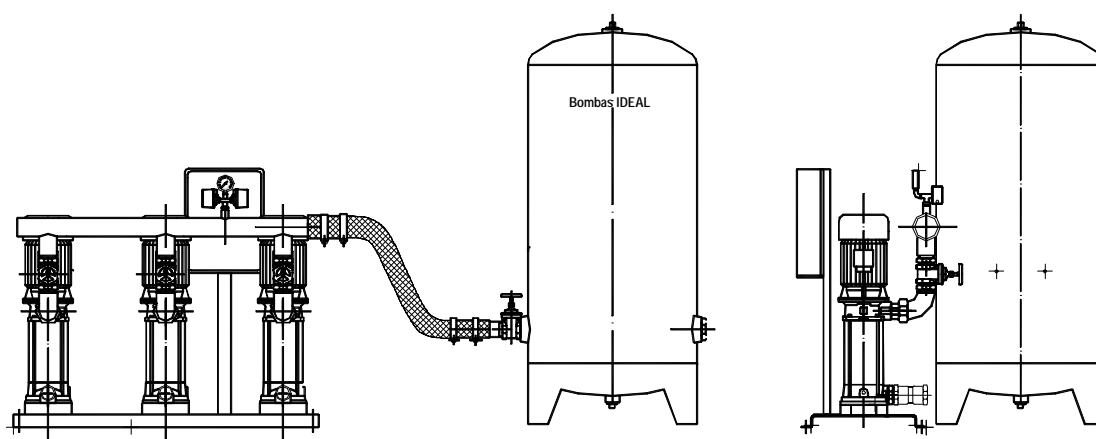


Figura 5.2. Grupo hidropresor para viviendas. (Cortesía de Bombas IDEAL).

Aunque los tipos de estaciones de bombeo descritos anteriormente no son los únicos presentes en las redes de distribución de agua potable, sí recogen un amplio porcentaje de las instalaciones de bombeo. Por ello, en este capítulo se van a tomar como referencia estas instalaciones, si bien gran parte de los comentarios son aplicables a otras disposiciones constructivas.

### 3. FUNCIONAMIENTO ANÓMALO DE UNA ESTACIÓN DE BOMBEO

#### 3.1. Funcionamiento a caudales bajos

Todas las bombas rotodinámicas (aunque principalmente las bombas centrífugas) tienen una especificación de una caudal mínimo de operación. Esta restricción responde a criterios tanto hidráulicos como mecánicos. Básicamente, hay cuatro factores limitantes que deben ser tenidos en cuenta:

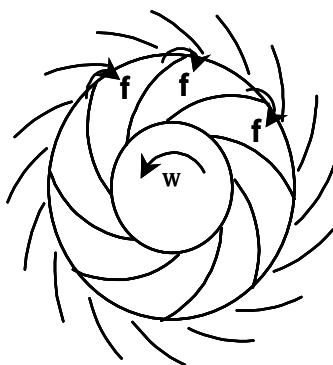
- Empuje Radial



- Aumento de Temperatura
- Recirculación Interna
- Forma de la Curva de Potencias

Según la Teoría General de las Máquinas Hidráulicas, de la Ecuación de Euler se deduce que cuando el caudal es nulo, las superficies de entrada y de salida al rodete son tales que separarían perfectamente el fluido en reposo antes y después del rodete, del fluido que existe en el interior del mismo.

En la práctica y sobre todo en la superficie de salida, con caudal neto nulo, existe caudal de paso a través de la misma, si bien en media es cero. El movimiento supuestamente permanente no lo es, y el análisis que debemos realizar tiene que ser más profundo. Para efectuar este análisis vamos a suponer una bomba con álabes en el difusor, Figura 5.3.



*Figura 5.3. Movimiento de recirculación en el rodete a caudales nulos o casi nulos.*

Debido a que sobre la cara anterior del álabe del rodete la presión es superior a la de la posterior, y sobre todo en el momento en que un álabe del rodete se encuentra frente a un canal del difusor, el fluido está en movimiento como indica la Figura 5.3. Ello da lugar a un caudal de recirculación  $f$  entre canales del rodete y aletas del difusor, el cual depende del número de álabes de uno y otro, y que en valor medio proporciona el caudal neto que circula por el rodete. Este movimiento irregular desaparece al aumentar el caudal; a caudal nulo es el responsable de parte de la potencia que se absorbe en este caso. Además, el momento en que se enfrentan los álabes del rodete y los álabes del difusor suponen pequeños picos de presión que hacen que el empuje radial quede descompensado.

El movimiento aquí comentado no es jamás permanente y comienza a desarrollarse antes de que el caudal sea nulo, lo que explica que la Teoría General, basada en la existencia de un movimiento permanente en el interior de los álabes móviles, no se pueda aplicar a caudales débiles. Cuando el caudal es suficientemente alto, las fluctuaciones correspondientes son relativamente débiles, casi despreciables, lo que justifica que entonces la teoría simplificada pueda representar la realidad con suficiente aproximación. En definitiva, las potencias absorbidas para caudales pequeños vendrán incrementadas con los valores necesarios para provocar los caudales de recirculación  $f$ .

Se ha comprobado que, como consecuencia de este fenómeno, aparecen pequeñas pulsaciones en las secciones de aspiración e impulsión de la bomba, las cuales podrían acarrear problemas de resonancia hidráulica en la instalación. Este tipo de fenómenos necesita de un estudio muy complicado, que se escapa del ámbito tratado en el presente capítulo.

Por último, cuando el caudal impulsado por la bomba es nulo, la potencia absorbida por la misma corresponde íntegramente a las pérdidas que se producen en la propia bomba. Estas pérdidas son de naturaleza mecánica, hidráulica y volumétrica; y si bien parte de ellas aparecen

como consecuencia de fricciones en los cojinetes y demás piezas móviles cercanas al eje, hay otra parte que se ha de disipar en el interior del rodete en forma de calor. Cuando el caudal es suficientemente importante, el propio fluido impulsado hace las veces de fluido refrigerante, y la temperatura se mantiene más o menos estable. Sin embargo, cuando el caudal es nulo o casi nulo, el flujo existente no puede evacuar todo el calor disipado a causa de las pérdidas. Aparecen entonces problemas de refrigeración que pueden acarrear un sobrecalentamiento del equipo. Para asegurar una correcta refrigeración de la máquina, los fabricantes recomiendan un caudal mínimo de funcionamiento en torno al 25% del caudal nominal (o caudal de máximo rendimiento).

En caso de que no sea posible mantener este caudal mínimo, es recomendable recurrir a sistemas de recirculación, también llamados *by-pass*. Existen distintos dispositivos para esta recirculación:

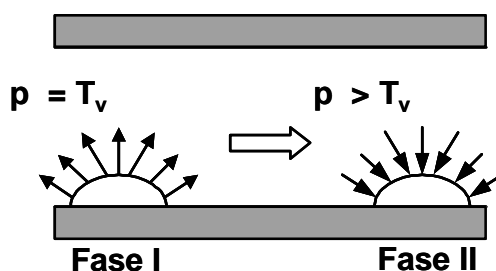
- Recirculación continua.* En este caso, se coloca en derivación con la bomba un línea adicional dotada de una válvula de regulación o una placa con orificio calibrado para que se derive por ella un caudal que garantice el mínimo necesario para la refrigeración. En este caso hay una pérdida energética cuando el caudal es superior al mínimo, pues el sistema seguirá recirculando aún cuando no es necesario.
- Recirculación de caudal controlado.* En este caso se dota al dispositivo de recirculación de una válvula que sólo abrirá cuando el caudal impulsado por la bomba descienda hasta aproximarse al mínimo necesario para la refrigeración. En este caso la pérdida energética es un poco menor, pero si las consignas de apertura se basan en un esquema todo o nada, cuando está abierta es posible que derive más caudal del mínimo imprescindible.
- Recirculación automática.* En este caso, un automatismo se encargará de derivar exactamente el caudal necesario, ni más ni menos (evitando por lo tanto consumo innecesario de energía).

A pesar de todos estos dispositivos, lo más recomendable es elegir adecuadamente las bombas de tal modo que en ningún caso deban trabajar para caudales demasiado bajos. Para ello, si es necesario, se puede recurrir a los variadores de velocidad.

### 3.2. El Problema de la Cavitación

*La cavitación en las turbomáquinas hidráulicas.*

La cavitación consiste en la evaporación del fluido impulsado en algún punto de la instalación (válvulas, tuberías, bombas, etc.) debido a una caída de la presión por debajo del valor que tiene la tensión de vapor del fluido circulante. Normalmente, a esta evaporación local le sigue una condensación brusca debido a un aumento de la presión en algún otro punto de la instalación. Así, por tanto, el fenómeno de la cavitación podría decirse que atraviesa dos fases claramente diferenciadas:



*Figura 5.4. Fases de la cavitación.*

*Fase I: Evaporación del fluido.*

Cuando en algún punto de la instalación se alcanza un valor local de la presión suficientemente bajo como para provocar la evaporación del fluido incluso a temperatura ambiente, comienzan a formarse burbujas o *cavidades* de vapor (las cuales dan nombre al fenómeno). Ha de tenerse en cuenta que la cavitación no es sino un proceso termodinámico de cambio de estado y, por tanto, se desarrolla a presión constante e igual a la tensión de vapor del fluido que lo sufre. Por tanto, mientras se esté produciendo esta evaporación, irá creciendo la burbuja de vapor formada.

*Fase II: Colapso de la burbuja.*

Si el proceso de cavitación se produce en el seno de una corriente de fluido, las burbujas pueden ser arrastradas por ésta hasta alcanzar un lugar donde la presión es de nuevo superior a la tensión de vapor. En este caso se produce el fenómeno termodinámico inverso: la condensación del vapor. Esto produce un *colapso* o *implosión*. Piénsese que la relación que hay entre la densidad del agua en estado líquido y en estado gaseoso es prácticamente de 1 a 1000. Es decir, cuando se produce el colapso, la burbuja reduce bruscamente su tamaño hasta una milésima parte, provocando tensiones en el material que lo rodea y provocando graves daños debidos a la erosión. Véase como ejemplo de erosión la bomba axial de la Figura 5.5.



*Figura 5.5. Erosión provocada por la cavitación en una bomba de flujo axial.*

Paradójicamente, en el momento que se empieza a producir erosión en la superficie sólida que sufre la cavitación, este punto actúa como acelerador del proceso, al provocar aumentos locales de la velocidad de circulación del fluido en dichas irregularidades.

Resulta evidente la necesidad de localizar e identificar rápidamente el fenómeno de la cavitación. Por ello, Mataix (1975) describe los siguientes *síntomas*:

- a) *Audibles*. Trepidación o golpeteo del líquido sobre la pared sólida, semejante a un martilleo irregular, o al ruido de un chorro de grava sobre una chapa metálica.
- b) *Visibles*. Se forman nubes blancas, no transparentes, con fuerte efervescencia, que ocupan un volumen mayor o menor del líquido según la intensidad de la cavitación.
- c) *Sensibles*. En ocasiones pueden producirse vibraciones peligrosas en las máquinas e incluso en las estructuras.
- d) *Energéticos*. Cuando una bomba presenta cavitación, a causa de la disminución de la sección transversal útil de los canales entre álabes se perturba más o menos la configuración de la corriente, por lo que desciende el caudal con relación al esperado, aumentan las pérdidas de potencia y disminuye el rendimiento.
- e) *Destruyivos*. El material de las paredes sólidas llega a romperse por fatiga debido a la constante exposición a las tensiones derivadas del colapso de las burbujas. Este efecto, más que un síntoma de la cavitación, es una consecuencia y sería recomendable detectarla antes de llegar a él.

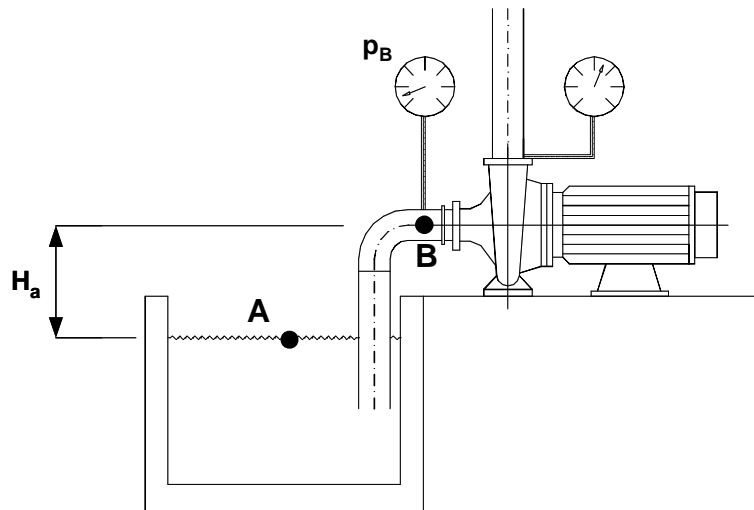


Figura 5.6. Bomba centrífuga trabajando en aspiración.

#### Altura neta positiva disponible ( $NPSH_d$ ).

Para determinar si una bomba cavitará o no, hay que realizar la comprobación de que en ningún punto de la instalación se caerá por debajo de la tensión de vapor. Dicho de otra forma, la *condición de no-cavitación* de una bomba se podría escribir como:

$$\frac{P_P}{\gamma} > T_V \quad (5.1)$$

Donde  $P$  representa el punto más desfavorable desde el punto de vista de la cavitación, es decir, el punto con menor presión en toda la instalación. Obsérvese que la tensión de vapor es una propiedad termodinámica que varía con la temperatura del agua (ver Figura 5.7). Ello hace que, a mayor temperatura, mayor probabilidad de cavitación. Sin embargo, dado el caso que nos ocupa, se puede admitir el estudio partiendo de la base que se trabaja con agua en condiciones normales ( $T = 20^\circ\text{C}$ ;  $T_V = 0,0238 \text{ kg/cm}^2$ ).

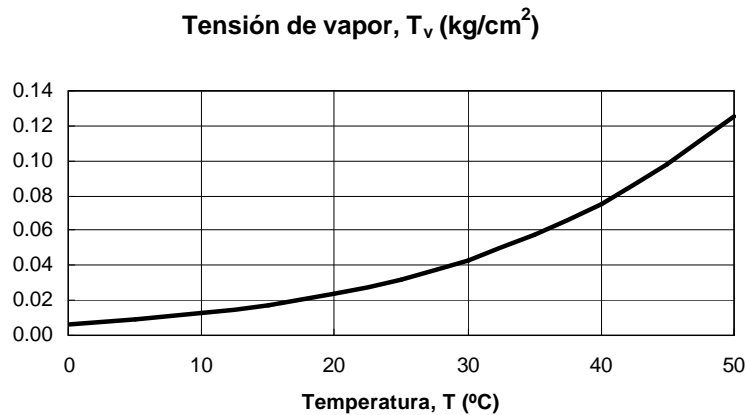


Figura 5.7. Variación de la tensión de vapor del agua en función de la temperatura.

Si la bomba trabaja en aspiración (tal y como se muestra en la Figura 5.6), el punto más desfavorable, aparentemente, es el punto B, por ser el de mayor altitud y está situado al final de la tubería de aspiración, por lo que la presión en dicho punto ya tiene deducidas todas las pérdidas de dicha conducción. Así, la condición de no-cavitación en dicho punto quedará:

$$\frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_{atm}}{\gamma} - H_a - r_A Q^2 - \frac{v_B^2}{2g} > T_v \quad (5.2)$$

En esta expresión,  $H_a$  es la altura de aspiración de la bomba, mientras que  $r_A$  representa las pérdidas de carga en la tubería de aspiración. En este punto conviene tener presentes dos conceptos: en primer lugar, la tensión de vapor suele expresarse como una presión *absoluta*, por lo que la presión atmosférica en la ecuación (5.2) también deberá expresarse en términos de presión absoluta. Además, debe tenerse en cuenta el efecto que la cota tiene en dicha presión, pues, conforme aumenta la altitud de la instalación, disminuye la presión atmosférica, aumentando el riesgo de cavitación. En la Figura 5.8 se puede observar dicho efecto.

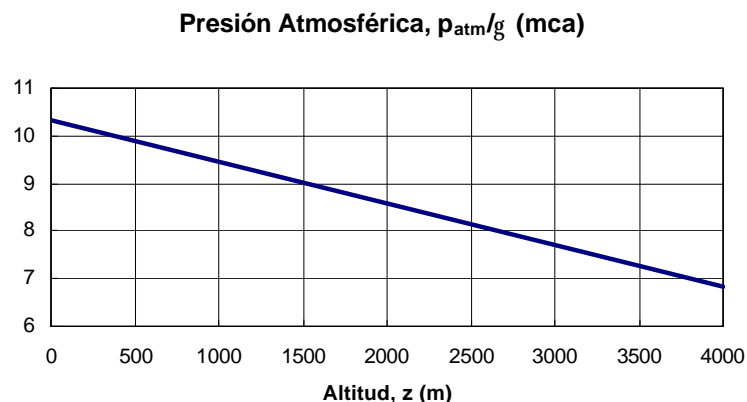


Figura 5.8. Disminución de la presión atmosférica con la altitud.

Una interpretación de la ecuación (5.2) es que debe existir un margen entre la altura en la aspiración de la bomba ( $p_B$ ) y la tensión de vapor del fluido. Este margen, o presión

disponible, deberá servir para compensar el aumento de velocidad que sufre el fluido en el interior de la bomba y las pérdidas que sufre este mismo fluido al chocar contra los álabes del rodete. Por ello, a este margen se la llama *Altura de Carga Neta de Succión* disponible o  $NPSH_d$  (del original en inglés *Net Positive Suction Head*). Como se deduce de la expresión, esta ecuación tiene una forma parabólica y depende exclusivamente de la instalación:

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\gamma} - H_a - r_A Q^2 - \frac{v_B^2}{2g} - T_v \quad (5.3)$$

*Altura neta positiva requerida (NPSH<sub>r</sub>).*

En el interior de la bomba aparecen dos efectos dignos de ser tenidos en cuenta. Por una parte, la amplitud del conducto por donde debe circular el agua es mucho menor que la propia tubería de aspiración. Esto implica una aceleración del fluido y la consiguiente caída de presión. Por otra parte, aparecen una serie de pérdidas por rozamiento en la sección de entrada que disminuyen aún más la presión en esta zona. Todo ello, unido al desigual reparto de las presiones en el interior del rodete, hace necesario definir una altura que represente todas estas pérdidas de presión.

Así, se define la *Altura de Carga Neta de Succión* requerida ( $NPSH_r$ ) como la presión absoluta necesaria en la aspiración de la bomba para que ésta funcione libre de cavitación. De esta forma, la condición para que una bomba no cavite se expresará como:

$$NPSH_d \geq NPSH_r \quad (5.4)$$

En este caso, es responsabilidad del fabricante proporcionar las curvas que representan los valores de  $NPSH_r$  frente al caudal, que tendrán forma de parábolas crecientes (ver Figura 5.9).

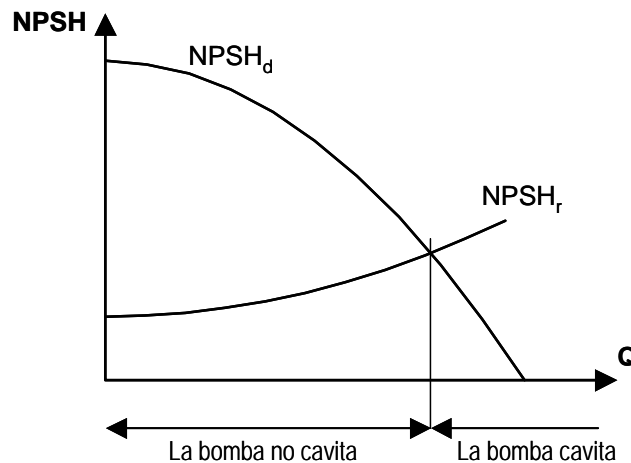


Figura 5.9. Condición de no cavitación de una bomba.

En la mayoría de las ocasiones, las curvas proporcionadas por los fabricantes se obtienen mediante ensayos. La norma ISO 9906 determina el método para ensayar una bomba frente a cavitación. Este ensayo se realiza en una instalación que consiste en un depósito y un circuito de aspiración que permiten variar el valor de la *Altura de Carga Neta de Succión* disponible mediante alguno de estos métodos:

- Disminución de la presión absoluta en el depósito (para lo cual hace falta que dicho depósito esté presurizado)

- Control de la temperatura del fluido impulsado (modificando con ello el valor de la tensión de vapor)
- Aumento de la altura de aspiración (o, lo que es lo mismo, disminución del nivel de agua del depósito, Figura 5.10)
- Aumento de las pérdidas en la aspiración mediante el cierre de una válvula instalada en dicho tramo.

En esta instalación, hay dos posibilidades de estudio de la cavitación (siempre según la dispuesto en la norma mencionada). La primera implica la instalación de algún dispositivo que permita visualizar la evaporación del fluido. El objetivo es llevar a la bomba a las condiciones de cavitación e identificar ésta a través de la nube de vapor formada. La otra alternativa, de montaje más sencillo, consiste en realizar dos ensayos. El primero en condiciones de ausencia de cavitación, para conocer exactamente el funcionamiento de la máquina. A continuación, se hará variar la  $NPSH_d$  hasta que la altura aportada por la bomba difiera de la ensayada previamente en más de un 3% (es decir, la bomba de un 3% menos de altura útil). Como ya se comentó al iniciar este apartado de la cavitación, uno de los síntomas de que existe cavitación es la caída del rendimiento y, más concretamente, de la altura útil aportada por la bomba. En dicha caída se basa este método de determinación de las curvas de  $NPSH_d$ , que es sin duda el más utilizado.

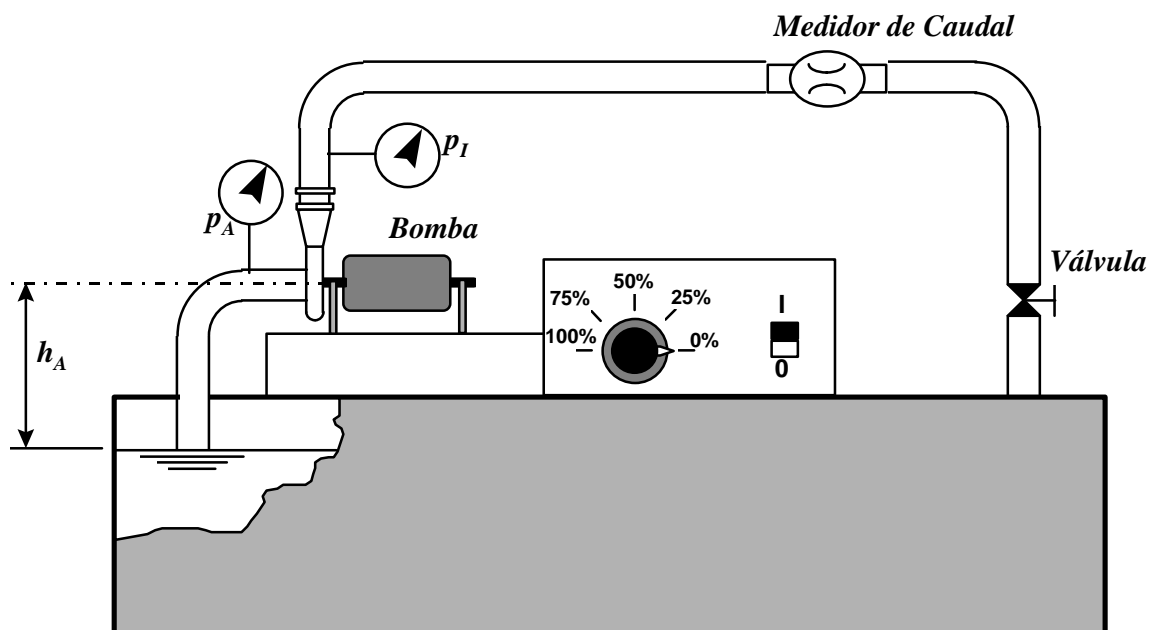


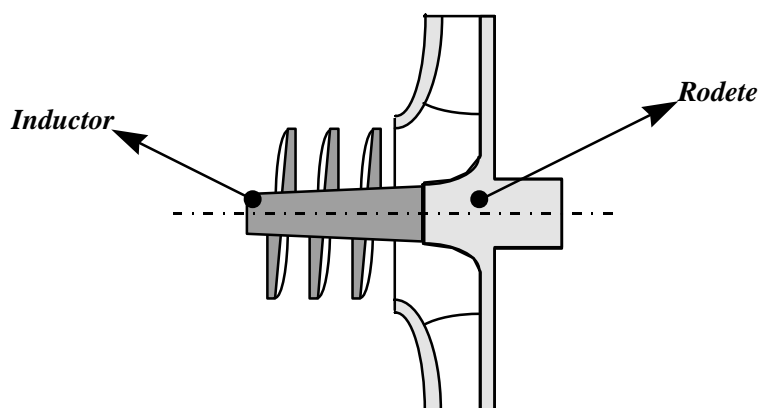
Figura 5.10. Instalación de bombeo para el estudio de la cavitación.

En muchas ocasiones, el fabricante suele presentar las curvas de  $NPSH_d$ , corregidas con un cierto margen de seguridad que garantice al usuario final el correcto funcionamiento de su bomba. Este margen suele situarse entre 0,5 y 1 m.

#### *Posibles soluciones a la cavitación en bombas centrífugas.*

Concluiremos mencionando las posibles soluciones a adoptar cuando el fenómeno de la cavitación es detectado en una máquina:

- Disminuir la altura de aspiración si fuese posible (por ejemplo elevando el nivel mínimo permitido en el depósito de aspiración, descendiendo más la bomba o instalando ésta en un compartimento lateral).
- Disminuir las pérdidas en la aspiración, revisando sobre todo los elementos accesorios y aumentando el diámetro de éstos si fuese necesario. Si existe un codo, una manera de reducir pérdidas en él consiste en colocar álabes guía en su interior.
- Reducir la velocidad de giro del rodete, si esto fuera factible (por ejemplo, en equipos con variadores de velocidad).
- Reducir el caudal de trabajo estrangulando ligeramente con la válvula de impulsión.
- Vigilar las condiciones de entrada de la bomba, evitando la presencia de vorticidades.
- Inyectar aire en la boca de aspiración.
- Añadir un inductor a la entrada del rodete, como el que se muestra en Figura 5.11, el cual reduce el riesgo de cavitación gracias al pequeño incremento de presión que produce. Los inductores poseen por lo general un rango de efectividad muy estrecho y, en caso de erosión, siempre son más baratos de reemplazar que el rodete completo.
- Sustituir el rodete o la bomba entera por otra de mejores características frente a la cavitación.



*Figura 5.11. Inductor típico (rodete axial) acoplado a un rodete centrífugo convencional.*

Si con todo esto no se consigue eliminar la cavitación, habrá que sustituir o reforzar las zonas críticas del rodete periódicamente, con el gasto que ello supone, además del período de inactividad exigido para la sustitución. A la larga, siempre resultará más económico actuar sobre el montaje o la obra civil, modificando incluso la ubicación de la máquina si fuese necesario, que vernos obligados a sustituir periódicamente el rodete a lo largo de toda su vida útil.

#### **4. ASPECTOS TÉCNICOS EN LA SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS**

##### **4.1. Tipo de Fluido**

El primer aspecto que ha de tenerse en cuenta durante el proceso de selección de una bomba para una aplicación concreta es la caracterización del fluido que va a ser trasegado.



Aunque en el ámbito del curso que nos ocupa, el fluido va a ser exclusivamente agua, sí que pueden presentarse ciertas variaciones en sus propiedades.

Así, a la hora de determinar qué bomba será la más adecuada, deben tenerse en cuenta propiedades tales como la estabilidad química, la temperatura de trabajo y, sobre todo, la presencia de sólidos en suspensión. Las propiedades químicas del fluido decidirán qué materiales han de ser los utilizados en la fabricación de la bomba, especialmente si nos encontramos con la posibilidad de que el fluido contenga compuestos corrosivos.

La temperatura puede influir tanto en la selección del material como en las propias condiciones de trabajo. En general, los Catálogos utilizados para la selección de bombas han sido creados para ser utilizados con agua en condiciones normales. Por tanto, un cambio en el tipo de fluido o simplemente en sus características principales, como es el caso de la densidad y la viscosidad, hará necesaria la utilización de ciertas correcciones para los valores iniciales de caudal a impulsar y altura a vencer.

La presencia de sólidos en suspensión en el seno del fluido condicionará también la selección, si no de toda la bomba, si de algunas partes de la misma. Así, los materiales empleados en su construcción han de ser resistentes a la abrasión, y los sellos empleados para evitar el caudal de fugas deberán estar especialmente diseñados. Por fin, existen distintos tipos de impulsores inatascables para los casos en los que el tamaño de las partículas en suspensión empieza a ser importante.

#### **4.2. Características Hidráulicas del Sistema**

Antes de elegir la bomba que ha de ser instalada, el ingeniero ha de tener un conocimiento perfecto de la instalación en la cual va a funcionar la bomba. Así, antes de su selección, debe obtener lo que se conoce como la curva resistente de la instalación, es decir, una relación entre los caudales posibles que serían impulsados por la misma y la altura que la bomba debería aportar para vencer simultáneamente la resistencia ofrecida por la fricción con las tuberías y el posible desnivel existente entre el punto de aspiración de la bomba y el destino final de la misma.

Para la determinación de esta curva resistente, es necesario conocer las características de la instalación en cuanto a diámetro y material de las conducciones, accesorios instalados y características hidráulicas de los mismos, así como el rango de caudales que se van a impulsar. Puntualmente puede ser suficiente con conocer un caudal promedio y basar la selección de la bomba en la altura manométrica necesaria para impulsar dicho caudal, pero habrá que tener en cuenta que por las características de la bomba, el punto de funcionamiento final se desplazará un poco del previsto inicialmente.

También ha de prestarse una especial atención a las características hidráulicas en la zona de aspiración de la bomba, sobre todo si el eje de ésta va a estar situado por encima del nivel que tiene el agua en el punto donde va a ser tomada. Estas condiciones, como se verá más adelante, van a determinar el funcionamiento óptimo de la bomba frente al fenómeno de la cavitación.

En los capítulos dedicados a los fundamentos de las Máquinas Hidráulicas se dieron algunas nociones sobre cómo obtener la característica resistente de una instalación y cómo evoluciona el punto de funcionamiento de una bomba en función de la misma.

#### **4.3. Modo de Operación**

Para una selección adecuada de las bombas, otro aspecto a tener en cuenta será el modo de operación de las mismas. El modo de operación viene condicionado por circunstancias tales como:

- Trabajo en continuo o trabajo intermitente.
- Caudales y presiones constantes o variables.
- Variaciones ligeras del caudal o curvas de modulación muy acusadas.
- Importancia que se le asigne a la interrumpibilidad del suministro.

Estas y otras consideraciones van a tener un papel fundamental en la toma de decisiones tales como el número de bombas que han de ser instaladas, si estas han de ser iguales o no, necesidad o no de una bomba de apoyo para pequeños caudales, etc. Además, dependiendo de la importancia que se le dé a la interrupción del servicio por una avería, también habrá que decidir cuántas bombas de repuesto han de tenerse y qué características han de tener.

#### **4.4. Márgenes de Maniobra**

Entre los requisitos del sistema, sobre todo en campos con tanta variabilidad como son el abastecimiento urbano y el riego agrícola, en la evaluación de los requisitos del sistema han de tenerse en cuenta ciertos márgenes de maniobra, o rangos de trabajo de las máquinas. Es necesario cifrar, en la medida de lo posible, cuáles serán las exigencias extremas a las que se verán sometidas las máquinas, tanto por defecto como por exceso. Más adelante, en este mismo capítulo, se comentará el efecto pernicioso que puede tener sobre las máquinas el funcionamiento a bajos caudales.

Por otro lado, si se piensa utilizar los equipos durante un período de tiempo largo, hay que incluir en el estudio del sistema las necesidades futuras. La demanda de agua suele ser un parámetro cambiante que dependerá de factores demográficos y socioeconómicos. Esto hace necesaria una previsión de la evolución del sistema a lo largo de toda la vida útil de la máquina.

### **5. ASPECTOS ECONÓMICOS EN LA SELECCIÓN Y COMPRA DE LOS EQUIPOS**

#### **5.1. Consideraciones respecto del Costo de una Estación de Bombeo**

El costo de un proyecto de estación de bombeo se debería estimar a diferentes niveles, y según el estado en que se encuentre el mismo. De esta manera nos iríamos aproximando progresivamente a su valor real. Estos niveles pueden ser los siguientes:

1. Cuando el proyecto es concebido, y antes de haber gastado ningún dinero.
2. Durante la etapa de planificación, y cuando se debe elegir entre las alternativas más convenientes.
3. Durante el periodo de diseño, cuando se debe decidir el sistema que maximice la relación beneficio/costo.
4. Al terminar la redacción del proyecto, con objeto de informar al propietario del costo más probable y proporcione elementos de juicio para su financiación.

En el libro "Pumping Station Design", de Robert L. Sanks (1989), se indican una serie de gráficas de costos para diferentes tipos de estaciones de bombeo, construidas en Estados Unidos entre 1966 y 1987, aunque más del 90 % de los datos son posteriores a 1974. Todos los costos han sido actualizados al año 1987 y son precios de contrato para construcción más costos para trabajos extras, y se limitan a las construcciones propios de estaciones de bombeo típicas (excluyendo el costo de otras instalaciones tales como, por ejemplo, plantas de tratamiento).

Al comparar entre sí los costos de estaciones de bombeo de características similares no se encuentra una tendencia clara que explique la dispersión de valores obtenidos: ni el

número de bombas, accionamientos de velocidad fija o variable, presencia o ausencia de equipos de reserva, grande o pequeña altura de elevación ni condiciones difíciles de cimentación lo explican. Sin embargo, podemos decir que, en general, la cimentación profunda, grandes alturas de elevación, existencia de equipos de reserva y accionamiento de bombas a velocidad variable tienden a incrementar los costos hacia los valores más altos.

En definitiva, y a título orientativo, podemos indicar que si se conoce el costo de construcción y equipamiento  $C_A$  de una estación de bombeo para un cierto caudal elevado  $Q_A$ , el costo  $C_B$  para otra estación del mismo tipo que elevará un caudal  $Q_B$  a una altura comparable se puede conocer aproximadamente por medio de la expresión:

$$C_B = C_A \left( \frac{Q_B}{Q_A} \right)^n \quad (5.5)$$

El exponente  $n$  de la expresión (5.5) es del orden de 0,75 para todos los tipos de estaciones de bombeo existentes, excepto para el de estaciones con pozo perforado que vale alrededor de 0,42.

Respecto de los costos de mantenimiento y energía, cabe indicar que a lo largo de la vida útil de una estación de bombeo, la energía puede costar entre el 10 y el 25 %, o quizás más, del costo de construcción, y el mantenimiento alrededor de la mitad del costo de la energía. Excepto por la incertidumbre en los aumentos de precio, los costos de energía pueden ser calculados con precisión. El costo de mantenimiento, sin embargo, es más difícil de evaluar que los costos de construcción; ello es así, por una parte, porque dependen de las disponibilidades de tiempo y personal dedicados a ello, y por otra porque en muy pocos casos se tiene información detallada y precisa de los trabajos de mantenimiento y reparación en estaciones de bombeo. Debido a que estas estaciones difieren considerablemente en sus necesidades de mantenimiento, la información que puedan aportar unos pocos casos carece de interés.

El mantenimiento de los equipos depende de las características de cada uno de ellos. Por ejemplo, el mantenimiento de un motor con rodete bobinado, con sus anillos de fricción y sus colectores, es mucho mayor que el de otro motor con rodete en jaula de ardilla. Una bomba autoaspirante puede ser reparada por el equipo de mantenimiento, pero en otros casos como las bombas sumergidas, éstas han de ser enviadas para su reparación a un centro especializado, con unos costos de transporte que se deben añadir a los altos costos de reparación (a veces hasta el 30 % del precio de adquisición). Las reparaciones llevadas a cabo sobre cualquier equipo en el lugar de trabajo, y por personal especializado procedente de una empresa de mantenimiento, son probablemente muy caras; sin embargo, se pueden asegurar unos costos razonables si se suscribe un contrato de mantenimiento.

No existe una dependencia clara entre tamaño o precio de compra del equipo y los costos de mantenimiento estimados. Por ejemplo, los costos de mantenimiento de una bomba de gran tamaño pueden hoy por hoy ser menores que los correspondientes a una de menor tamaño y más barata, debido a la mejor accesibilidad y reducido tiempo en la sustitución de piezas, y menor desgaste debido a la más baja velocidad de rotación en bombas grandes. Por último, indicar que dos máquinas idénticas en similares circunstancias pueden tener, inexplicablemente, unas necesidades y costo de mantenimiento bastante diferentes.

Sin embargo, ignorar los costos de mantenimiento debido a que es difícil su evaluación es renunciar a hacer comparaciones que permitan adoptar una buena decisión. Por otra parte, algunos equipamientos llegan a quedar obsoletos con el tiempo, por lo que a los costos anuales de mantenimiento se debería añadir una determinada cantidad que permita

sustituir tales equipos al cabo de un período de tiempo razonable (unos 8 a 15 años en equipos electrónicos).

### 5.2. Planteamiento General de un Problema de Optimización Económica en la Adquisición de un Equipo.

Una vez se han caracterizado perfectamente los requisitos del sistema donde ha de instalarse la estación de bombeo, se puede optar por una solución en la cual las bombas se elijan para cumplir las especificaciones fijadas (en general, dar un caudal y una altura manométrica determinados).

Sin embargo, existe una alternativa a esta selección directa, que sería recurrir a un sistema de optimización que evalúe económicamente las ventajas y los inconvenientes de cada solución. Este planteamiento sólo sería válido cuando se disponga de cierta flexibilidad en el funcionamiento. Esta flexibilidad puede venir dada, por ejemplo, por un depósito de regulación. El planteamiento general de este problema podría ser el que se describe a continuación.

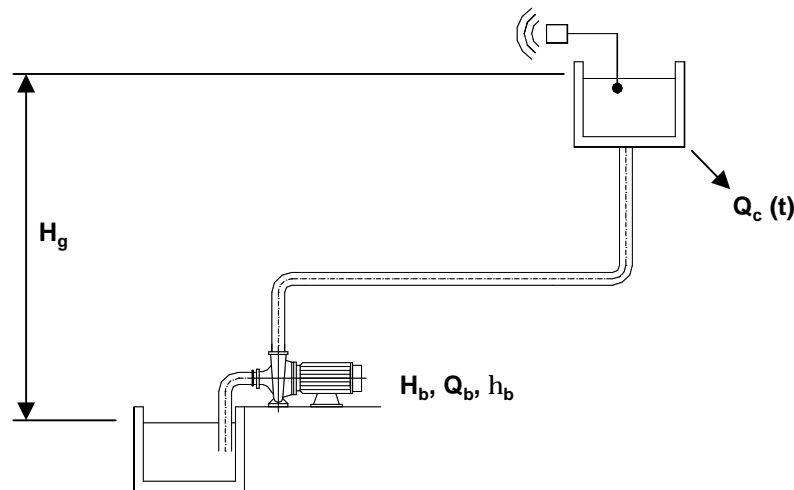


Figura 5.12. Esquema General de una Impulsión a Depósito.

Supongamos que queremos elegir una determinada bomba que ha de impulsar caudal a un depósito de cabecera de un abastecimiento, tal y como se muestra en la Figura 5.12. En principio, las características hidráulicas de la impulsión (diámetro de la conducción, distancia que separa el depósito de la estación de bombeo, material de la conducción, etc.) son conocidas. Esto simplificará la comprensión del problema propuesto, si bien no sería demasiado complicado incluir en este planteamiento la determinación del diámetro más adecuado para la tubería.

El depósito de cabecera abastece a un consumo (bien una población, bien una red de riego) cuya modulación (o evolución temporal de caudales) viene dada por una curva conocida  $Q_c(t)$ . El objetivo es encontrar o seleccionar la bomba que hace mínimos los costes globales del sistema. Obviamente, este objetivo habrá de cumplirse atendiendo a una serie de restricciones.

### 5.3. Función Objetivo

Como ya se ha dicho, el objetivo es minimizar los costes globales de funcionamiento de la estación de bombeo. En una descripción sencilla de dichos costes, éstos podrían descomponerse en cargas o costes financieros y cargas energéticas. Las cargas financieras

las referiremos exclusivamente a los costes debidos a la amortización de los bienes y equipos que han de ser adquiridos e instalados. Por su parte, los costes energéticos serán los derivados de la facturación eléctrica ligada al consumo energético de los equipos electromecánicos.

### *Cargas Financieras*

De un modo general, en situaciones como la que se está presentando, en que los costes están desfasados en el tiempo, las comparaciones pueden ser efectuadas de dos modos distintos: o por actualización de todos los costes con referencia a un año 0, o por comparación de costes anuales (traduciendo todos los costes de inversión y de explotación en anualidades). Como en el caso presente, cuando los gastos de energía son variables de año a año (debido a la variación de la población, de las dotaciones y de los propios precios de la energía eléctrica) será más aconsejable seguir el segundo procedimiento.

El valor de un bien  $V_f$  existente dentro de  $n$  años, considerando una tasa  $I$  de interés anual, en base a la conocida expresión del "interés compuesto", corresponde a un valor actual  $V_a$  de:

$$V_a = \frac{V_f}{(1 + I)^n} = F_a \cdot V_f \quad (5.6)$$

donde se ha definido el factor  $F_a$  que recibe el nombre de factor de actualización.

En base a esta idea, si durante un período de  $n$  años, se tuviera que recibir o aportar una cantidad constante,  $A$ , designada por anualidad, el valor actualizado de las sucesivas anualidades sería:

$$A = V_a \frac{I(1 + I)^n}{(1 + I)^n - 1} = F_a \cdot V_a \quad (5.7)$$

siendo en este caso  $F_a$  el factor de actualización a aplicar en el caso de disponer de  $n$  anualidades de valor  $A$ . Esta anualidad será lo que represente las cargas financieras anuales. El valor de los bienes incluirá el coste de los equipos electromecánicos. Si se generaliza el problema, podríamos definir nuevos sumandos para considerar la amortización de las tuberías y la amortización de la obra civil correspondiente a la construcción del depósito de regulación. Para cada caso, sería posible considerar períodos de amortización distintos e incluso tasas de interés distintas.

Para el planteamiento de nuestro problema, la variable que recoge el coste de los equipos electromecánicos,  $V_a$ , puede ser una función discreta con distintos valores según qué bomba sea la elegida; o bien una función fruto de la correlación entre potencias y precios, por ejemplo.

### *Costes Energéticos*

Los costes energéticos engloban todos los gastos derivados de la facturación eléctrica de la estación de bombeo. Como ya se vio en un capítulo anterior dedicado al *Régimen eléctrico de contratación más económico*, los costes energéticos están constituidos básicamente por tres sumandos. Hay un término de costes fijos (Término de Potencia), un término de costes variables, función de la energía consumida (Término de Energía) y un complemento que depende de cómo se reparte dicha energía a lo largo del día (Complemento por Discriminación Horaria). Para más información sobre el cálculo de estos términos, nos remitimos al capítulo mencionado.

Según esta estructura tarifaria, los costes energéticos se pueden expresar de manera general como:

$$\begin{aligned}
 C = & P_c \cdot p_P \cdot 12 + & (TP) \\
 & + \frac{g}{h} \frac{QH}{h} \cdot p_E \cdot nh + & (TE) \\
 & + c_{DH} \cdot p_{ref} \cdot nh & (DH)
 \end{aligned} \quad (5.8)$$

En dicha expresión, tenemos:

- $P_c$  Potencia contratada. En general será la mayor potencia que se pueda esperar del funcionamiento de la bomba, o quizás un poco mayor para mantener un margen de seguridad.
- $p_P$  Precio del término de potencia para la tarifa eléctrica elegida, en €/kW.
- $p_E$  Precio del término de energía para la tarifa eléctrica elegida, en €/kW·h.
- $p_{pref}$  Precio de referencia del complemento por Discriminación Horaria en ptas/kW.h. En general coincide con el término de energía para la tarifa de media utilización del mismo rango de tensiones que la elegida.
- $Q$  Caudal impulsado por la bomba considerada, en m<sup>3</sup>/s.
- $H$  Altura manométrica aportada por la bomba considerada, en mca. Esta altura será función del caudal impulsado.
- $?$  Rendimiento de la bomba para el caudal impulsado, en m<sup>3</sup>/s.
- $nh$  Tiempo de Funcionamiento de la bomba, en horas, durante el período considerado. Para nuestro caso, el período considerado ha de ser un año.

#### Expresión general de la función objetivo

Si tenemos en cuenta que en nuestro planteamiento tratamos de comparar los costes asociados a cada posible solución, el problema debería resolverse como varios problemas individuales, comparando el resultado de la función objetivo. Así, de una manera compacta, la función objetivo podría expresarse de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 \text{Objetivo} = \min & \left[ V(i) \frac{I(1+I)n}{(1+I)^n - 1} + P_c(i) \cdot p_P \cdot 12 + \right. \\
 & \left. + \frac{g}{h(i)} \frac{Q(i)H(i)}{h(i)} \cdot p_E \cdot nh(i) + c_{DH}(i) \cdot p_{ref} \cdot nh(i) \right] \quad (5.9)
 \end{aligned}$$

donde  $i$  puede tomar los valores enteros entre 1 y  $N$ , siendo  $N$  el número de posibles soluciones a evaluar.

#### 5.4. Restricciones

El conjunto de restricciones que ha de satisfacer la solución alcanzada es amplio y depende en cualquier caso del planteamiento general del problema. De acuerdo con el planteamiento expuesto anteriormente, partimos de un conjunto finito de  $N$  posibles soluciones ( $N$  distintas bombas que son susceptibles de ser colocadas en la instalación descrita). Partimos también del hecho que el resto de la instalación es dato (tanto el depósito como la tubería de impulsión existen o han sido calculadas previamente).

Nuestro problema consistirá en determinar cuál de la soluciones resulta más económica. El esquema óptimo de bombeo también será un resultado que obtendremos

del cálculo, al tener en cuenta la discriminación horaria. En estas condiciones, las restricciones que tendremos serán las que se enumeran a continuación.

- a) Si suponemos que el caudal impulsado por una bomba,  $Q(i)$ , es constante en el tiempo, el número de horas de funcionamiento de dicha bomba,  $nh(i)$ , también deberá ser constante:

$$nh(i) = \frac{\forall}{Q(i)} \quad i = 1, \dots, N \quad (5.10)$$

en esta expresión,  $N$  es el número de bombas candidatas a ser seleccionadas y  $\forall$  es el volumen total que ha de ser inyectado en el depósito. Si dividimos el período de estudio considerado (en nuestro caso un año) en  $M$  períodos en función del tipo de discriminación horaria, y teniendo en cuenta que el depósito debe abastecer un consumo conocido dado por una función  $Q_c(t)$ , podemos calcular  $\forall$  como:

$$\forall = \sum_{j=1}^M Q_c(j) \cdot T(j) = \sum_{j=1}^M \forall_c(j) \quad j = 1, \dots, M \quad (5.11)$$

- b) Llamando  $t(i, j)$  al tiempo de funcionamiento que tendrá la bomba  $i$  durante el período  $j$ , la suma de esta variable a lo largo de todos los períodos debe ser igual al número total de horas de funcionamiento que acabamos de calcular en (5.10):

$$nh(i) = \sum_{j=1}^M t(i, j) \quad i = 1, \dots, N \quad (5.12)$$

- c) Además, se puede definir una duración de cada uno de los períodos considerados,  $T(j)$ , de tal manera que el tiempo de funcionamiento de una bomba  $i$  durante el período  $j$  no debe exceder la duración de éste. Esto lo podemos escribir de la siguiente forma:

$$0 \leq t(i, j) \leq T(j) \quad \begin{matrix} i = 1, \dots, N \\ j = 1, \dots, M \end{matrix} \quad (5.13)$$

- d) Puesto que conocemos del depósito su volumen máximo,  $\forall_{max}$ , y su volumen mínimo de reserva,  $\forall_{min}$ , podemos definir un volumen útil, que llamaremos volumen de regulación,  $\forall_{reg}$ , dentro del cual deben limitarse todas las fluctuaciones de nivel. Si admitimos de manera general que el volumen inyectado al depósito es íntegramente dispensado por éste según una curva de modulación temporal, tendremos:

$$|\forall_c(j) - \forall_b(i, j)| \leq \forall_{reg} \quad \begin{matrix} i = 1, \dots, N \\ j = 1, \dots, M \end{matrix} \quad (5.14)$$

siendo  $\forall_b(i, j)$  el volumen total bombeado por la bomba  $i$  a lo largo del período  $j$ :

$$\forall_b(i, j) = Q(i) \cdot t(i, j) \quad j = 1, \dots, M \quad (5.15)$$

Este planteamiento puede realizarse de otra forma. Si  $\forall(j)$  es el volumen de agua existente en el depósito al final de período  $j$ , las restricciones anteriores quedarán como:

$$\forall(j) = \forall(j-1) + \forall_b(i, j) - \forall_c(j) \quad (5.16)$$

o bien, puesto que  $t(i, j)$  son incógnitas que conviene calcular,

$$\forall(j) = \forall(0) + \sum_{k=1}^j Q(i)t(i, k) - \forall_c(j) \quad (5.17)$$

Teniendo en cuenta que se conocen los límites en que ha de moverse el nivel en el depósito, estas restricciones han de expresarse como:

$$\begin{aligned} \nabla_{\min} &\leq \nabla(j) \leq \nabla_{\max} \quad j = 1, \dots, M \\ \nabla(M) &= \nabla(0) \end{aligned} \quad (5.18)$$

Se observa que esta última restricción es equivalente a la descrita en el apartado a), es decir, si consideramos que el volumen inyectado por la bomba al depósito es el mismo que el dispensado por éste, al final de un ciclo de trabajo, el nivel en el depósito ha de ser el mismo que había al principio.

En el nivel más básico posible, estas serían las restricciones que habría que atender para resolver el sistema. El problema planteado así es un problema de Programación Lineal que se resolvería por algoritmos clásicos, como es el caso del SIMPLEX.

## 6. EJEMPLO DE SELECCIÓN DE UNA BOMBA

### 6.1. Planteamiento

Una comunidad se abastece únicamente desde un pozo a través de una instalación de la que se conocen sus características hidráulicas (ver esquema). Como datos de partida se dispone del cuadro siguiente, en el que se especifican las necesidades de consumo mensuales y la variación del nivel freático del pozo a lo largo del año.

Mes	Consumo (m³)	Nivel pozo (m)	Mes	Consumo (m³)	Nivel pozo (m)
<b>Enero</b>	<b>25700</b>	<b>82</b>	<b>Julio</b>	<b>34500</b>	<b>101</b>
<b>Febrero</b>	<b>24500</b>	<b>85</b>	<b>Agosto</b>	<b>42600</b>	<b>112</b>
<b>Marzo</b>	<b>23900</b>	<b>87</b>	<b>Septiembre</b>	<b>39200</b>	<b>122</b>
<b>Abril</b>	<b>26100</b>	<b>91</b>	<b>Octubre</b>	<b>35700</b>	<b>108</b>
<b>Mayo</b>	<b>28600</b>	<b>93</b>	<b>Noviembre</b>	<b>31200</b>	<b>93</b>
<b>Junio</b>	<b>30100</b>	<b>96</b>	<b>Diciembre</b>	<b>27100</b>	<b>85</b>

Se desea elegir del catálogo adjunto la bomba más conveniente para cumplir con los requisitos más exigentes, suponiendo un funcionamiento continuo de la bomba.

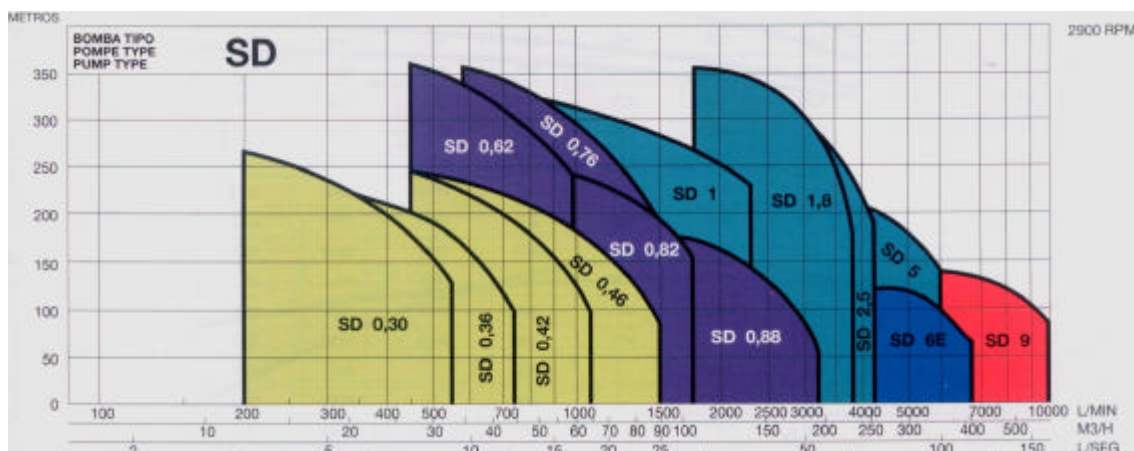


Figura 5.13. Diagrama de selección de bombas de pozo. (Cortesía de Bombas IDEAL).



Además, para la bomba seleccionada, ha de calcularse el consumo eléctrico anual de la instalación y el coste medio del m<sup>3</sup> impulsado, teniendo en cuenta:

- el coste energético de elevación para el tipo de tarifa simple y suministro en AT con tensión inferior a 36 kV, y con los precios vigentes según el BOE para el año 2003, según el resumen que se adjunta.

	<b>Corta Utilización</b>	<b>Media Utilización</b>	<b>Larga Utilización</b>
<b>Térm. Potencia (€/kW)</b>	<b>1,919</b>	<b>3,948</b>	<b>10,483</b>
<b>Térm. Energía (€/kWh)</b>	<b>0,0642</b>	<b>0,0586</b>	<b>0,0472</b>

- amortización uniforme del equipo, supuesto un período de amortización de 5 años al 10% y un precio según la expresión:

$$\text{Precio del equipo (€)} = 730 + 110 \cdot P$$

siendo  $P$  la potencia de equipo en CV (valor entero).

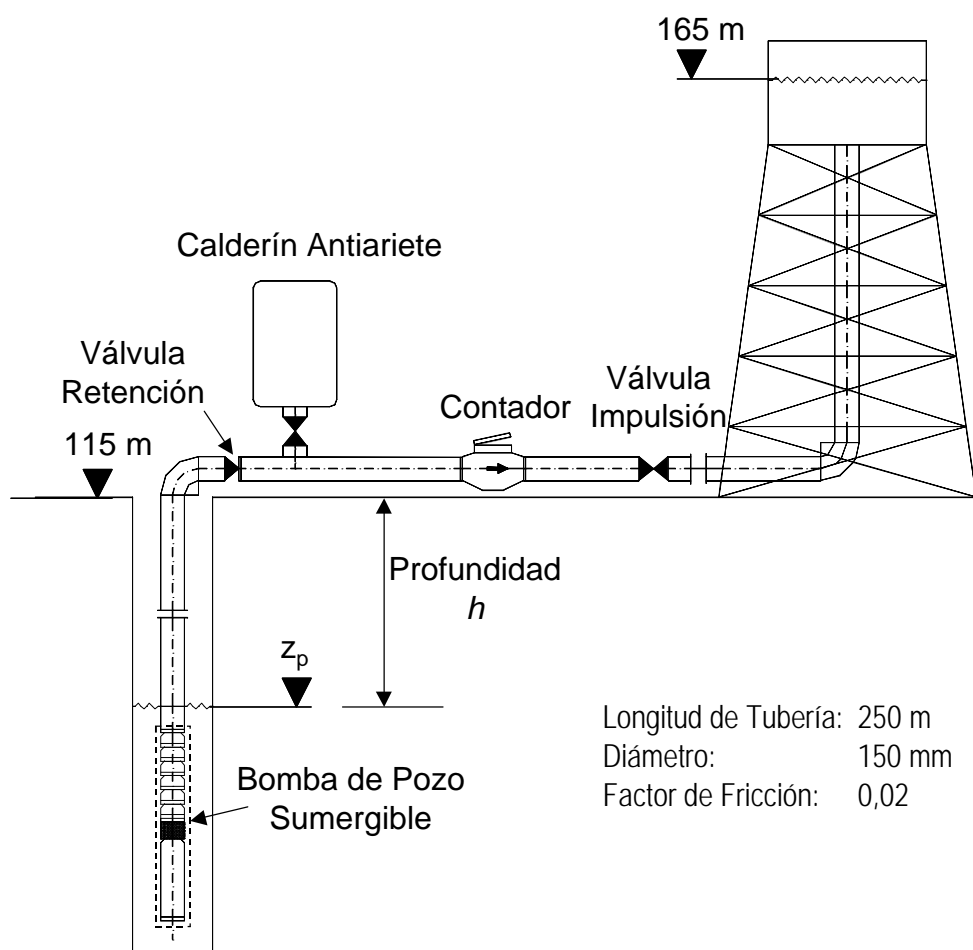


Figura 5.14. Esquema de la Instalación.

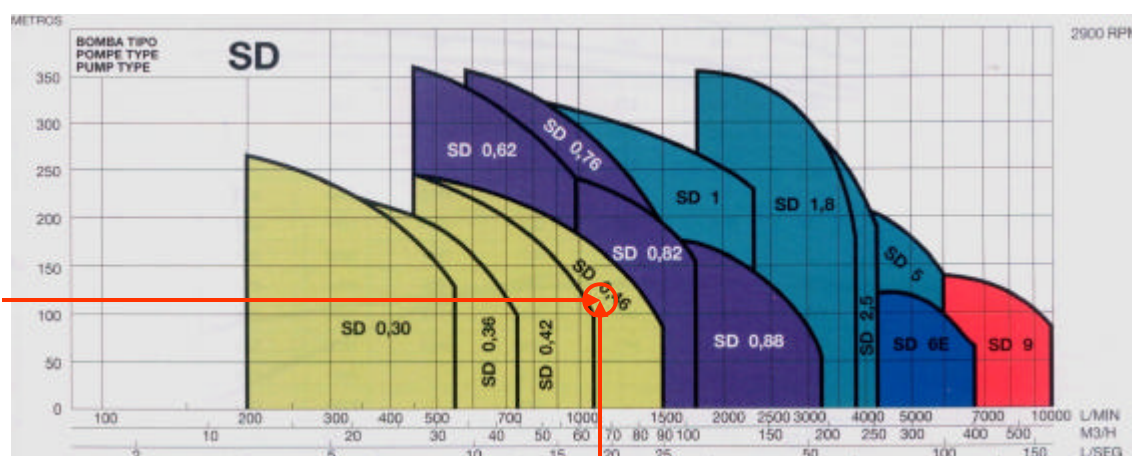
## 6.2. Solución al caso planteado

- Selección de la bomba.

Para elegir una determinada bomba, basta con ver cuales son las condiciones limites de funcionamiento de la bomba, en cuanto a altura y caudal. Con estos datos entraríamos en el diagrama de selección. Veamos cuáles son estas condiciones extremas; para ello se supone un funcionamiento continuo de la bomba, es decir, estará bombeando durante 24 horas al día, con lo que el caudal será igual al volumen consumido en un mes dividido entre los días del mes, 24 horas/día y 3600 segundos/hora, para obtener un caudal en m<sup>3</sup>/s:

Mes	V	z	Q (m <sup>3</sup> /s)	H	Q (l/min)
<b>Enero</b>	26700	40	0,0103	90,58	618,06
<b>Febrero</b>	25000	42	0,0096	92,51	578,70
<b>Marzo</b>	29000	44	0,0112	94,68	671,30
<b>Abril</b>	31700	47	0,0122	97,81	733,80
<b>Mayo</b>	35000	50	0,0135	100,99	810,19
<b>Junio</b>	38300	54	0,0148	105,19	886,57
<b>Julio</b>	42300	58	0,0163	109,45	979,17
<b>Agosto</b>	46700	63	0,0180	<b>114,77</b>	<b>1081,02</b>
<b>Septiembre</b>	38300	57	0,0148	108,19	886,57
<b>Octubre</b>	33000	50	0,0127	100,88	763,89
<b>Noviembre</b>	31000	43	0,0120	93,78	717,59
<b>Diciembre</b>	30300	41	0,0117	91,74	701,39

De aquí observamos que las condiciones máximas son de 18 l/s  $\approx$  1100 l/min y 115 mca aproximadamente, por lo que la bomba a elegir ha de ser el modelo **SD 0,46** (ver figura siguiente).



- Coste anual, incluyendo facturación eléctrica y amortización del equipo.

*Para determinar el consumo energético, ha de tenerse en cuenta que la potencia absorbida es igual a la potencia útil dividido entre el rendimiento del grupo, y que la energía consumida es igual a la potencia absorbida multiplicada por el número de horas de funcionamiento. En la siguiente Tabla, se muestran las energías consumidas en cada uno de los meses a partir de estos cálculos que hemos señalado. Para la estimación del consumo energético se admite que la bomba puede ser regulada para adaptarse al caudal calculado en la tabla anterior, correspondiente a un funcionamiento continuo durante 24 horas al día:*

Mes	Q (m³/s)	H	Pabs (kW)	Energía (kWh)
Enero	0,0103	90,58	12,20	8787
Febrero	0,0096	92,51	11,67	8403
Marzo	0,0112	94,68	13,86	9976
Abril	0,0122	97,81	15,65	11266
Mayo	0,0135	100,99	17,84	12843
Junio	0,0148	105,19	20,33	14638
Julio	0,0163	109,45	23,36	16821
Agosto	0,0180	114,77	27,05	19473
Septiembre	0,0148	108,19	20,91	15055
Octubre	0,0127	100,88	16,80	12096
Noviembre	0,0120	93,78	14,67	10563
Diciembre	0,0117	91,74	14,03	10100

En cuanto al precio del equipo, la máxima potencia del equipo seleccionado es **27,5 kW** » **37 CV**, por lo que el precio de dicho equipo ascendería a **4800,00 €**. Para el cálculo de la amortización hay que tener en cuenta que el período es de 5 años y el interés anual del 10 %.

Para determinar el coste energético del bombeo, ha de recordarse que el recibo de energía eléctrica consta de dos términos (si no se tienen en cuenta complementos como el de Discriminación Horaria o el de Energía Reactiva) más los correspondientes impuestos. El primer término implica la disponibilidad de una determinada potencia (Término de Potencia) y es fijo, mientras que el otro afecta a la energía consumida en el período que corresponda (Término de Energía). Por tanto, para el período de estudio (un año), tenemos el siguiente balance económico:

– Amortización del equipo:

$$A = P \cdot \frac{(1+i)^t \cdot i}{(1+i)^t - 1} = 4800 \cdot \frac{1,1^5 \cdot 0,1}{1,1^5 - 1} = 4800 \cdot 0,2638 = 1266,24 \text{ €}$$

$$0,2638 \cdot 4800,00 = \mathbf{1\,266,24 \text{ €}}$$

– Energía eléctrica:

Término de Potencia:	27,5 · 12 · 3,948 =	1 302,84 €
Término de Energía:	150020 · 0,0586 =	8 791,17 €
Subtotal 1:		10 094,01 €
Impuesto Electricidad (4,864%):	0,0486 · 1,05113 · 10094,01 =	515,65 €
Subtotal 2:		10 609,66 €
IVA (16 %):	0,16 · 10609,66 =	1 697,55 €
Total Energía Eléctrica:		<b>12 307,21 €</b>

– Coste Total Anual: 1266,24 + 12307,21 = **13 573,45 €**

– Volumen total anual: 407300 m³

Coste de bombeo unitario: **0,0333 €/m³**

## 7. PUESTA EN MARCHA DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

### 7.1. El Cebado de las Bombas

En el capítulo anterior se vio que las bombas rotodinámicas (y, por tanto, las bombas centrífugas como subtipo de aquéllas) tienen como curva teórica de funcionamiento, para un guiado perfecto del fluido, la expresión:

$$H_{t,\infty} = \frac{u_2 v_{2u} - u_1 v_{1u}}{g} \quad (5.19)$$

que es la altura teórica creada por la bomba con número infinito de álabes. Esta altura es el trabajo recibido por la unidad de peso de fluido circulante por el interior del rodete; tiene unidades de longitud y se mide en metros de columna de fluido trasegado. En esta expresión se observa que no hay ninguna referencia a la naturaleza del fluido trasegado. La altura teórica de elevación, expresada en metros de columna de fluido, es para cualquier bomba rotodinámica es, por tanto, independiente de la densidad del fluido impulsado. No importa pues cuál es el fluido bombeado, incluso si es el propio aire. Aunque resulta evidente que la expresión anterior es una expresión teórica, el razonamiento es igualmente válido para la altura real aportada por la bomba.

Por esta razón, una bomba con su eje por encima del nivel de aspiración (ver Figura 5.15) no es capaz de cebarse por sí misma, ya que para crear una depresión de 1 mca en la aspiración debería comunicar al aire que llena el cuerpo del rodete para evacuarlo a la atmósfera, una altura equivalente a 780 metros de columna de aire aproximadamente en condiciones normales, muy por encima de la capacidad de elevación de un rodete normal.

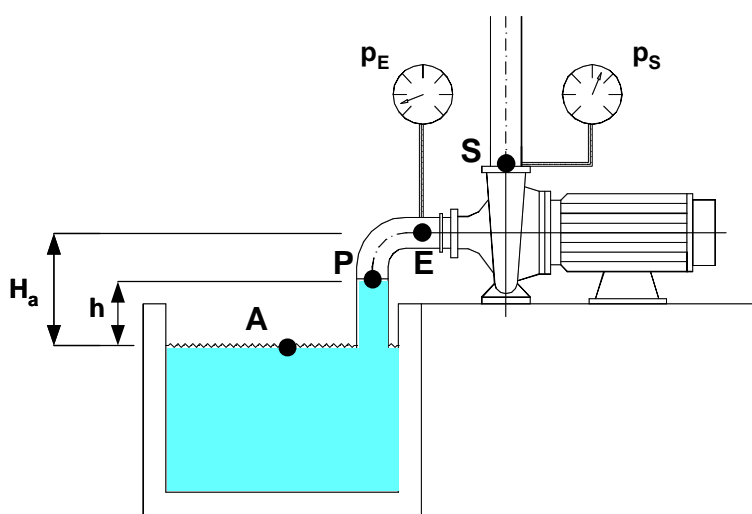


Figura 5.15. Esquema de instalación de una bomba centrífuga trabajando en aspiración.

Veamos esto mediante un ejemplo. Supóngase la bomba de la figura antes mencionada. Para fijar ideas, daremos valores numéricos de las características de la bomba. En concreto, admitiremos que la bomba da a caudal nulo (válvula de impulsión cerrada) una altura de 100 m (evidentemente, y en virtud de lo que se ha comentado previamente, 100 metros del fluido bombeado). Durante el proceso de puesta en marcha, la bomba está inicialmente vacía, o, mejor dicho, llena de aire. Así pues, veamos cuánto será capaz de aspirar esta bomba, es decir, hasta qué altura  $h$  llegará el agua procedente del depósito de aspiración.

En primer lugar, aplicaremos Bernoulli desde este depósito (punto A) hasta el nivel alcanzado por el agua (punto P):

$$\frac{P_A}{\gamma_{agua}} + z_A = \frac{P_P}{\gamma_{agua}} + z_P \quad (5.20)$$

Según la figura, la presión en el punto A será la presión atmosférica (0 si trabajamos con presiones relativas) y la cota de este punto la podemos tomar como referencia. Así, la ecuación anterior quedará:

$$P_P = -h \cdot \gamma_{agua} \quad (5.21)$$

Por otra parte, si ahora aplicamos la ecuación de Bernoulli entre el mismo punto P y la salida de la bomba (punto S) tendremos:

$$\frac{P_P}{\gamma_{aire}} + h + H_{bomba} = \frac{P_S}{\gamma_{aire}} + H_a \quad (5.22)$$

En este caso, la altura de la bomba admitiremos que la bomba da su máxima altura (correspondiente a caudal nulo) y que la salida se halla abierta a la atmósfera y, por tanto, la presión relativa es igualmente nula:

$$P_P = \gamma_{aire} \cdot (H_a - h - 100) \quad (5.23)$$

Igualando esta expresión con la ecuación (5.18) se obtendrá la altura que podría alcanzar el agua en esta instalación. Para ello, se admiten densidades de aire y agua de 1,3 y 1000 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente:

$$\begin{aligned} P_P &= \gamma_{aire} \cdot (H_a - h - 100) = -\gamma_{agua} \cdot h \Rightarrow \\ \Rightarrow h &= \frac{\gamma_{aire}}{\gamma_{agua} - \gamma_{aire}} (100 - H_a) \approx \frac{1,3 \cdot (100 - H_a)}{998,7} \end{aligned} \quad (5.24)$$

*Así por ejemplo en una instalación en la que la bomba aspira desde un depósito situado 1 m por debajo del eje de la bomba, la altura que el agua alcanzaría sería de menos de 13 cm, claramente insuficiente. Por lo que acabamos de ver, las bombas centrífugas por sí solas no son autoaspirantes, es decir, necesitan un cebado para empezar a funcionar.*

*El cebado consiste en llenar del fluido a bombear toda la sección de aspiración de la instalación, así como el propio cuerpo de la bomba. Para el cebado, Mataix (1975) propone una serie de esquemas que se describen a continuación:*

En la Figura 5.16 se presentan cinco esquemas para el cebado de una bomba centrífuga:

- *Esquema a.*- En el caso de que la bomba trabaje en carga (con el nivel de agua en la aspiración por encima del eje de la bomba), para el cebado bastará con abrir la válvula de aspiración antes de su puesta en marcha, abriendo simultáneamente la llave de purga para permitir la expulsión del aire. De esta forma, se llena de agua el rodete de la bomba.
- *Esquema b.*- Si la instalación consiste en una impulsión a depósito, se dispone un by-pass en paralelo con las válvulas de retención y regulación situadas en la impulsión. Abriendo la válvula del by-pass con la bomba parada, el líquido de la tubería de impulsión pasa a cebar la bomba, permitiendo la salida de aire por la válvula de purga. A la entrada de la tubería de aspiración deberá instalarse una válvula de retención, que en este tipo de instalaciones recibe también el nombre de *válvula de pie*.

- *Esquema c.-* El cebado se puede realizar manualmente o por medio de un sistema de bombeo auxiliar, llenando de agua la tubería de aspiración y el cuerpo de la bomba a la vez que se extrae el aire por medio de un purgador o válvula de purga. Esta instalación también requiere una válvula de pie.
- *Esquema d.-* El cebado se consigue por medio de una bomba de vacío, de tipo volumétrica (alternativa o rotativa). En este sistema no es necesaria la válvula de pie, aunque su eliminación obligaría a poner en marcha el sistema de cebado si la instalación no fuese completamente hermética.
- *Esquema e.-* Cebado por medio de un eyector. Al fin y al cabo, se trata de una variación del esquema anterior, en el que se sustituye la bomba de vacío por un eyector que genera una depresión debido a la circulación de una corriente de aire comprimido. La circulación de este aire a gran velocidad genera una depresión que aspirará tanto el aire como el agua presentes en la tubería de aspiración y en la propia bomba. Es importante que en este caso la conexión se realice en el punto más alto del equipo (normalmente el lugar reservado para la válvula de purga. Este tipo de cebado no requiere tampoco la instalación de una válvula de pie.
- *Esquema f.-* Por último, una variación del esquema b consistiría en la instalación de un depósito de cebado auxiliar que permitiera rellenar la instalación de agua cada vez que fuese necesario. En este caso, la instalación debe disponer de una válvula de pie (al igual que sucedía en el esquema b).

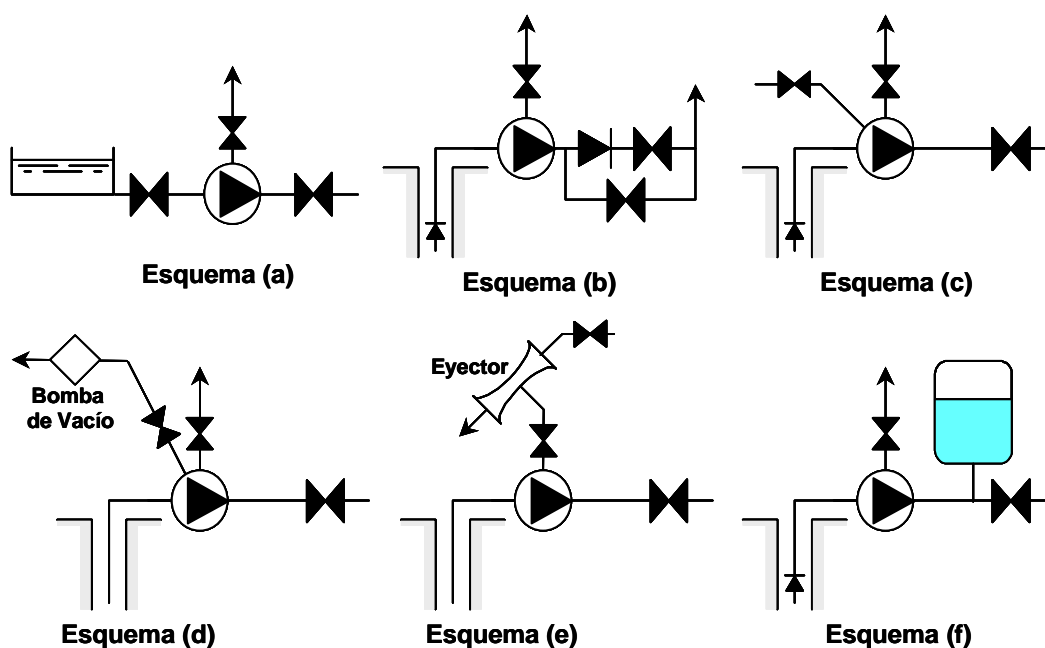
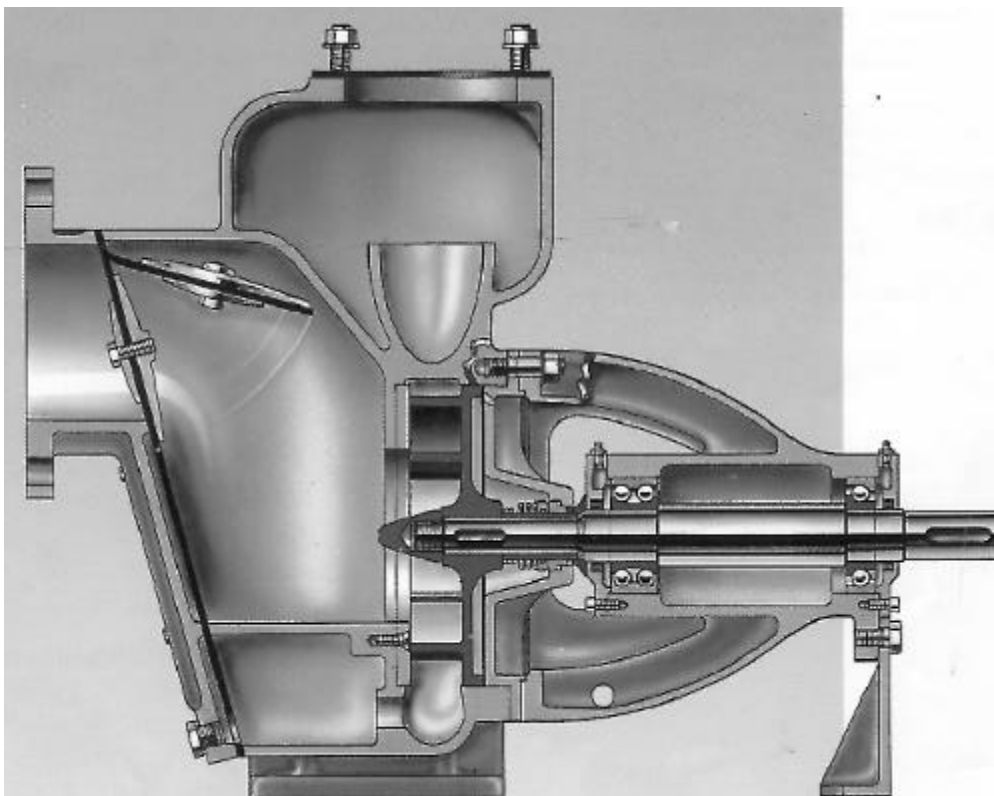


Figura 5.16. Diversos esquemas para el cebado de una bomba centrífuga.

Existen en el mercado bombas centrífugas de tipo autoaspirante (ver Figura 5.17), las cuales consiguen cebarse automáticamente con alturas de aspiración de hasta 7,5 metros.

Por último, indicar que si se instala la bomba en carga, como es el caso de las bombas helicocentrífugas, axiales y muchas veces el de las centrífugas en las estaciones de bombeo que nos ocupan, el rodete de la bomba se encuentra permanentemente lleno de agua y el sistema de cebado no es imprescindible.



*Figura 5.17. Esquema de una bomba centrífuga autoaspirante.*

### **7.2. Revisiones Previas a la Puesta en Marcha**

La puesta en marcha supone la transición entre la instalación y la operación normal. Es recomendable realizar las operaciones de puesta en marcha junto con el personal técnico de la casa suministradora de la bomba, a fin de familiarizarse con los equipos. Los pasos que se pueden acometer durante esta operación son:

- Siempre que sea posible, conviene leer atentamente las recomendaciones del fabricante.
- Si se desea comprobar un funcionamiento correcto, se pueden colocar provisionalmente sendos manómetros en las bridas de aspiración e impulsión.
- Si la bomba necesita un caudal mínimo para evitar funcionamientos anómalos, debe comprobarse que el circuito de recirculación está correctamente instalado.
- Comprobar las empaquetaduras o los sellos mecánicos, según los casos.
- Comprobar el ajuste de tuercas y tornillos.
- Si las bombas disponen de depósitos acumuladores, comprobar los niveles de presión en los mismos.
- Comprobar las especificaciones de lubricantes y refrigerantes, y comprobar que se hayan a los niveles recomendados.
- Girar manualmente todas las partes giratorias. Si éstas no giran libremente, averiguar la causa.
- Comprobar el suministro eléctrico y los cuadros de control.
- Arrancar durante unos segundos para averiguar el sentido de giro del rotor.

- Comprobar que todas las bombas estén cebadas y libres de aire.
- Si existen equipos de reserva, comprobar su entrada en funcionamiento ante el fallo de uno de los equipos auxiliares.
- Cuando se haya asegurado el correcto funcionamiento de todos los componentes, poner en marcha la bomba.
- Después de un tiempo de funcionamiento a prueba (por ejemplo, una hora), desmontar los equipos provisionales (como manómetros, etc.) y proceder a la operación normal.

### 7.3. El Arranque de las Bombas

#### *Procedimientos de Arranque y Parada de las Bombas*

Si la bomba en cuestión es una bomba accionada mediante un motor eléctrico, se hace necesario disponer de un cuadro eléctrico de mando. Entre otros aparatos, este cuadro debe disponer del material y los accesorios necesarios para proceder al arranque de las bombas. La maniobra de arranque no es una maniobra trivial, pues lleva aparejados una serie de fenómenos transitorios tanto eléctricos como hidráulicos que deben ser tenidos en cuenta. A continuación se describirán de manera somera los principales tipos de arranque existentes para bombas rotodinámicas de accionamiento eléctrico.

Desde un punto de vista estrictamente hidráulico, las bombas se pueden arrancar con tres configuraciones distintas (Figura 5.18):

- a) Con la válvula de impulsión cerrada.* En este tipo de arranque la bomba arranca con la válvula totalmente cerrada a la salida de la misma. Esto implica que durante la maniobra de arranque se alcanza la máxima altura que es capaz de dar la bomba y, por lo tanto, la máxima presión en la brida de impulsión. Puesto que, como se verá más adelante en otros capítulos, la velocidad de las maniobras condiciona mucho la intensidad del transitorio hidráulico producido, en este tipo de configuración es recomendable disponer de algún sistema de arranque eléctrico “suave” para evitar sobrepresiones excesivas.
- b) Con la válvula de impulsión abierta.* En este tipo de arranque se presentan dos fases claramente diferenciadas. Durante una primera fase, la bomba coge velocidad, pero es incapaz de abrir la válvula de retención que necesariamente debe existir a la salida de la misma. En el momento en que la bomba es capaz de aportar la energía necesaria para abrir dicha válvula de retención ( $N_{VR}$ ) la bomba empieza a impulsar caudal, tras vencer la inercia inicial del fluido a permanecer inmóvil. En este caso, la presión máxima alcanzada no es excesiva.
- c) Arranque mediante un by-pass.* En ocasiones, con el fin de evitar la excesiva presión que se alcanza con un arranque a válvula cerrada, o la inercia del fluido en el arranque a válvula abierta, se instala un by-pass que permite unir las ventajas de un método y otro de arranque. Este tipo de arranque consiste en comenzar con un arranque con la válvula de by-pass abierta y la válvula de impulsión cerrada. Esto es equivalente a un arranque en circuito cerrado con válvula abierta. De esta forma, el fluido empieza a circular desde el primer momento, con velocidad creciente conforme se acelera la bomba. Se evita así tener que vencer la inercia excesiva del mismo. Posteriormente, y una vez alcanzada la velocidad de régimen, se procede a abrir la válvula de impulsión. Al ser una maniobra programada, se puede controlar la velocidad de apertura y, por



tanto, el transitorio hidráulico producido. Por último, se procede a cerrar el by-pass, quedando la instalación funcionando en su punto de trabajo definitivo.

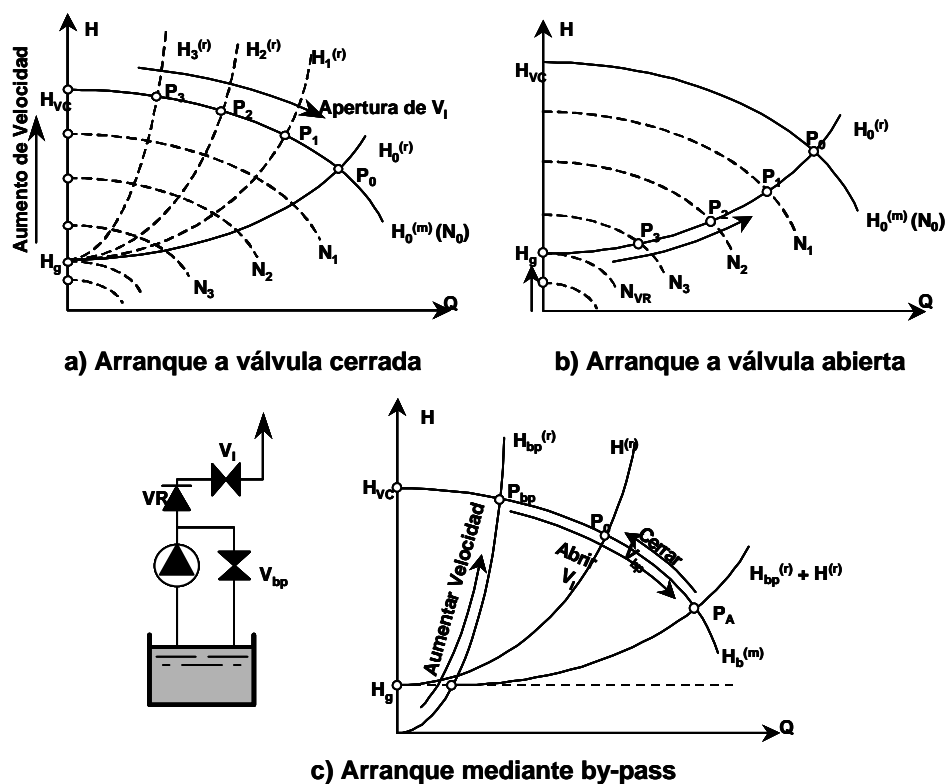


Figura 5.18. Configuraciones posibles de arranque en una bomba centrífuga.

En vista de todo lo comentado en los párrafos anteriores, para arrancar y parar las bombas rotodinámicas, el procedimiento de arranque de una bomba vendrá determinado sobre todo por la forma que adquiera la curva de potencia. Así, en el caso de las bombas radiales o centrífugas, la curva de potencia suele empezar desde prácticamente cero y va aumentando conforme se incrementa el caudal, hasta alcanzar el valor nominal (ver Figura 5.19). Este tipo de bombas suelen arrancarse con la válvula de impulsión cerrada, para reducir la carga del motor en el instante en que se produce el arranque.

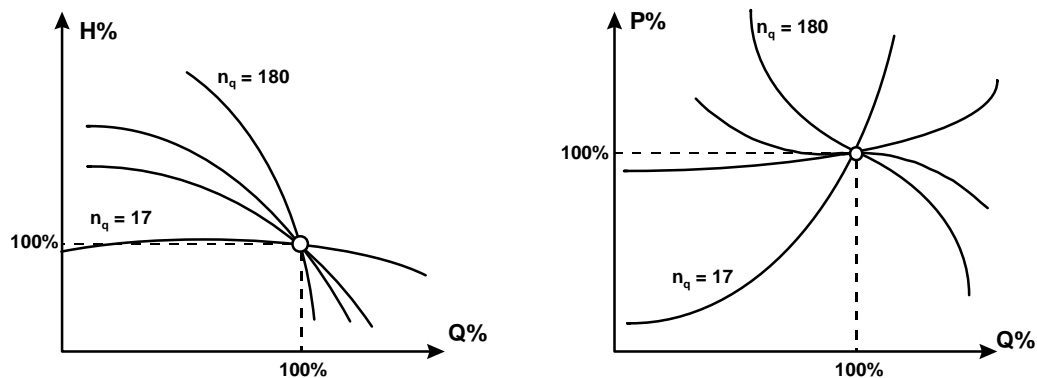


Figura 5.19. Curvas Porcentuales H-Q y P-Q para distintos tipos de bombas rotodinámicas.

En cambio, en bombas de tipo axial, la curva de potencia suele tener valores máximos a caudales bajos, de ahí que en este segundo caso, el arranque suele efectuarse con la válvula de impulsión cerrada.

Un esquema general de arranque con válvula de impulsión cerrada podría ser el que se describe a continuación:

1. Cebear la bomba, abrir la válvula de aspiración, cerrar los purgadores, etc. como pasos previos a la puesta en marcha.
2. Abrir las válvulas de suministro de agua para refrigeración de los cojinetes y los prensaestopas, si existen y son refrigerados por agua.
3. Abrir la válvula de suministro de líquido de sellado, si las bombas disponen de ellos.
4. Abrir la válvula de recirculación (by-pass) si el arranque previsto se realiza de este modo para evitar arranques a caudal nulo.
5. Arrancar el motor.
6. Abrir lentamente la válvula de impulsión (cuanto más despacio se abra, menor será el riesgo de golpe de ariete).
7. Observar el goteo de agua a través de los prensaestopas y regular el líquido de sellado a fin de asegurar una correcta lubricación de la empaquetadura. Si ésta es nueva, conviene dejar que trabaje durante algún tiempo antes de limitar el goteo.
8. Comprobar el funcionamiento mecánico general de las bombas y los motores.
9. Si se ha utilizado esta opción, cerrar la válvula de recirculación en cuanto se alcance un caudal suficiente para evitar el sobrecalentamiento de la bomba.

En el caso de que la bomba se arranque con la válvula de impulsión abierta (en instalaciones con válvula de retención) los pasos a seguir serían exactamente los mismos, salvo que los pasos 5 y 6 cambiarían su orden, es decir, primero abriríamos la válvula de impulsión y, a continuación, pondríamos en marcha el motor.

Para detener el funcionamiento de la bomba, los pasos a seguir serían:

1. Abrir la válvula de recirculación, si existe.
2. Cerrar la válvula de impulsión.
3. Detener el motor.
4. Cerrar las válvulas de suministro de agua para refrigeración de los cojinetes y los prensaestopas, si ha lugar.
5. Si no es necesario el líquido de sellado mientras la bomba está parada, cortar el suministro cerrando la válvula correspondiente.
6. Cerrar la válvula de aspiración, abrir las válvulas de purga, etc., en función de las necesidades particulares de cada instalación.

Si la instalación en la que estamos trabajando no permite el trabajo de la bomba contra una válvula de impulsión cerrada deberemos cambiar el orden de los pasos 2 y 3.

#### *Equipamiento eléctrico para la puesta en marcha.*

Para poner en marcha las bombas con alimentación eléctrica existen distintos tipos de arrancadores. A continuación se describen los más utilizados (Grundfos, 1992):

- a) *Arranque directo.* Es sin lugar a dudas el sistema más sencillo. En él, el motor está directamente conectado a la red eléctrica mediante un interruptor o un dispositivo similar (contactor). En este tipo de arranque la intensidad de corriente llega a ser de

entre 4 y 6 veces la intensidad de trabajo. Es un método válido para bombas relativamente pequeñas (menos de 40 kW) y con un momento de inercia pequeño. Para bombas mayores el esfuerzo mecánico sobre el motor empieza a ser considerable y reduciría la duración del mismo. Un arranque directo dura aproximadamente entre 3 y 5 ciclos (para corriente alterna de 50 Hz, aproximadamente una décima de segundo).

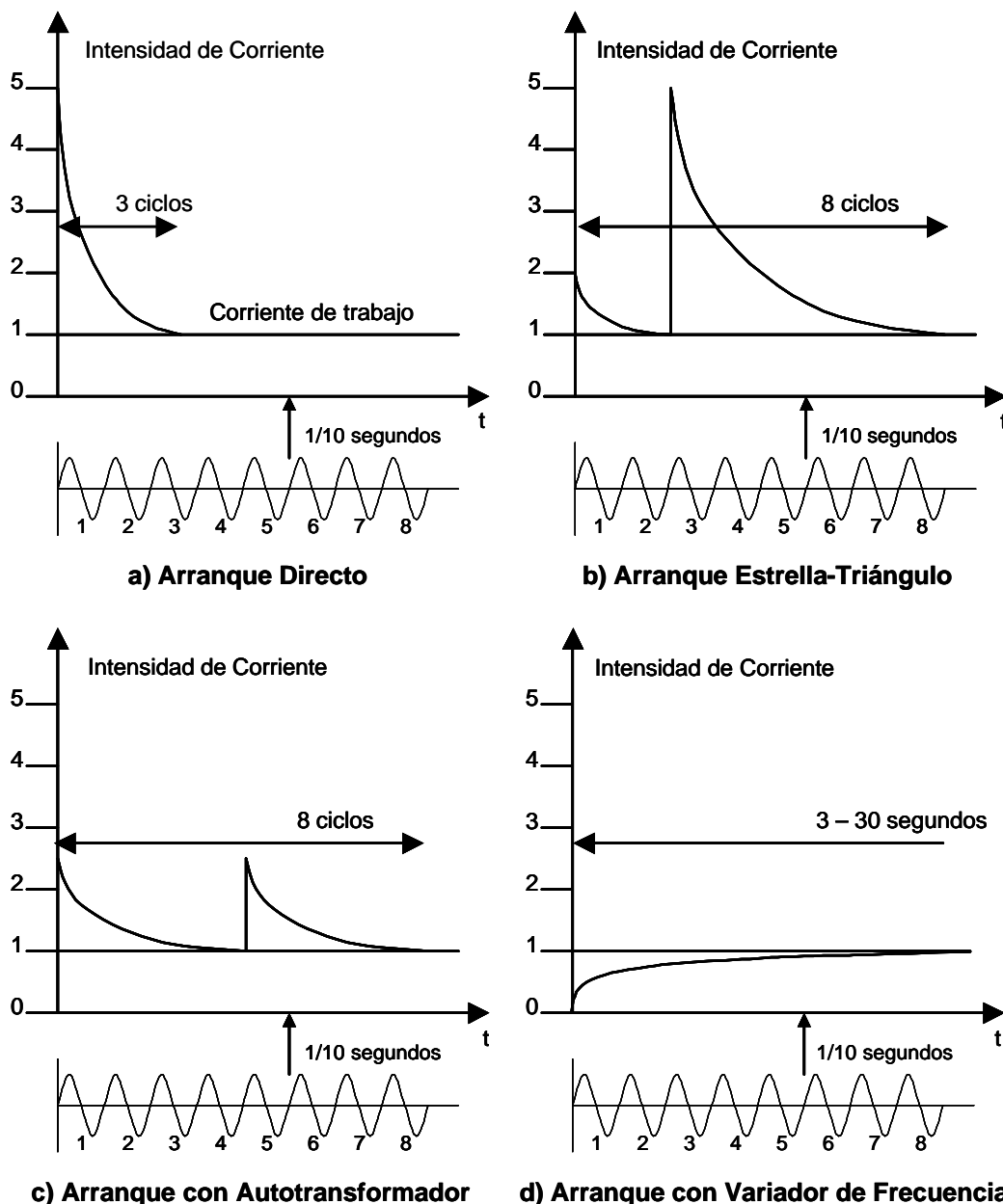


Figura 5.20. Variación de la intensidad de corriente para distintos tipos de arranque.

- b) *Arranque Estrella-Triángulo*. Es el método más común para reducir la intensidad de corriente durante el arranque. En el primer instante del arranque el motor se halla conectado en la disposición estrella, con lo que la intensidad se reduce hasta aproximadamente un tercio de la alcanzada con un arranque directo (es decir, en torno a 1,5 veces la intensidad de trabajo). Tres un cierto tiempo (entre 2 y 4 ciclos) la alimentación cambia a la alimentación en triángulo, lo cual provoca un aumento de la intensidad que alcanza valores comparables al arranque directo. Esto se nota más

cuanto menor es el momento de inercia del motor, pues durante el cambio de estrella a triángulo el motor prácticamente se para, por lo que equivaldría a un nuevo arranque, esta vez directo. Por ello, en bombas con un momento de inercia bajo (como las bombas de pozo) no es recomendable. Sin embargo, gracias su coste, simplicidad y fiabilidad, es un método muy popular para el arranque de bombas.

- c) *Arranque mediante Autotransformador.* El método consiste en disponer dos autotransformadores, uno por cada fase de la alimentación. Estos tienen en la mayoría de los casos dos salidas de voltaje: una al 75% y otra al 60%. Si se aplica esta última reducción del voltaje, la intensidad de arranque obtenida es similar al arranque en conexión estrella. Pasado un cierto tiempo (entre 3 y 4 ciclos) el voltaje se cambia a su valor normal. Esto provoca un nuevo pico de intensidad, aunque muy breve (apenas de un ciclo de duración) y de entre 2 y 2,5 veces la intensidad normal de trabajo. Aunque se trata de un método relativamente costoso, es un método muy fiable y totalmente recomendable para motores de más de 75 kW.
- d) *Arranque con Variador de Frecuencia.* Sin duda es el método de arranque ideal. El variador de frecuencia permite alargar la secuencia de arranque tanto como se desee, manteniendo tanto la presión como la intensidad de corriente por debajo de los valores prefijados. Se trata de un método muy costoso, pero permite una larga duración tanto del motor como de la bomba, pues no tiene ninguna limitación en el número de arranques por hora que pueden soportar. Además, como se comentará en el capítulo dedicado a la regulación de las estaciones de bombeo, éste es un dispositivo válido no sólo para el arranque, sino también para el funcionamiento normal de la bomba.

## 8. MANTENIMIENTO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

### 8.1. Necesidad del Mantenimiento en las Estaciones de Bombeo

Tanto en la selección de las bombas como en la instalación de las mismas, ha de tenerse en cuenta que éstas han de incorporar un plan de mantenimiento, tanto correctivo como preventivo. Así, habrá que prever aspectos tales como la facilidad del desmontaje de la bomba, la disponibilidad de piezas de repuesto, la pericia de los técnicos llevarán a cabo tales tareas de mantenimiento, etc. Además, una vez seleccionada la bomba, también habrá que asegurar que en caso de avería las bombas se puedan aislar del resto de la instalación con facilidad así como disponer de equipos de elevación y pasillos que faciliten la sustitución de elementos averiados. Todas estas acciones cabría catalogarlas tanto de mantenimiento como de cuidado de los equipos, puesto que en última instancia están destinadas a eliminar el riesgo de averías o al menos reducir los efectos de las mismas en el funcionamiento de la estación de bombeo.

Desde un punto de vista de la gestión de este tipo de instalaciones, es muy importante el automatizar las operaciones de mantenimiento y, en la medida de lo posible, llevar una base de datos de dichas operaciones. Esto nos permitirá entre otras cosas determinar cuáles son las averías más comunes o llevar una estadísticas de averías, que puede servir de base a las correcciones que puedan hacerse de la estrategia de mantenimiento. Además, proporciona una buena base para el control de costes. Se calcula que los costes anuales de mantenimiento suponen entre un 10 y un 20 por ciento del precio de compra de los equipos.

Como introducción al estudio de las averías que se producen en una bomba, no está de más que veamos la frecuencia de las averías en una bomba y el tipo de averías más frecuente. Así por ejemplo, en un estudio publicado en 1988 se constata que de los

accidentes más importantes producidos durante un período de 30 años en los Estados Unidos, clasificados por actividades, el 2% corresponden a instalaciones de tuberías (industriales o no) frente a un 42% de las refinerías, o un 16% de la industria petroquímica, por ejemplo. Dentro de esos accidentes en sistemas formados por tuberías, el 29% corresponden a roturas en las propias tuberías, el 17% corresponde a tanques y depósitos y tan sólo el 2% corresponde a las bombas. Es decir, aunque nadie niega que las bombas sufren averías, estas han de colocarse en su contexto. En general, las bombas son elementos importantes, pero no críticos en un sistema.

Por otro lado, sí es significativa una estadística adicional: de las averías producidas en los equipos de bombeo, el 88% se producen en la propia bomba, el 8% en las transmisiones y acoplamientos con el motor y sólo un 4% de las averías se localizan en el motor eléctrico. Por tanto, al hablar de mantenimiento de equipos de bombeo prestaremos especial atención a las bombas.

## 8.2. Anomalías en las Características de Funcionamiento de una Bomba

*Como se ha visto en el apartado anterior, hablar de averías en un equipo de bombeo equivale prácticamente a hablar de averías en la bomba. Esto no nos debe extrañar. La siguiente tabla indica con qué frecuencia aparecen las principales averías en una bomba:*

Tipo de Avería	Frecuencia
Defectos en los cojinetes	24%
Bloqueo por cuerpo extraño	14%
Prensaestopas y manguitos	12%
Empaquetaduras	11%
Rodetes dañados o desgastados	11%
Rotura del eje	7%
Corrosión de los componentes	4%
Defectos en el motor	4%
Erosión y deterioro	4%
Desgaste de la carcasa	3%
Desgaste en los laterales	3%
Descebado o NPSH <sub>d</sub> insuficiente	3%

*Como vemos, la mayor parte de las averías en una bomba se producen en los componentes cercanos al eje, es decir, aquellos destinados a facilitar su giro (manguitos y cojinetes) y los destinados a evitar las fugas de agua por los huecos que quedan (empaquetaduras y prensaestopas). Será ahí donde habrá que tener especial cuidado a la hora de programar las tareas de mantenimiento.*

Por otro lado, cabe destacar la importancia que tienen las averías provocadas por la formación de tapones en la entrada a la bomba, especialmente en bombas que aspiran agua de un depósito. Sin embargo, este no es realmente un problema de la bomba, sino más bien del diseño del pozo de aspiración. El término *cuerpo extraño* ya indica que el bloqueo lo produce un objeto que no debería haber llegado hasta esa posición. Digamos que la bomba no está preparada para recibirlo, así que debe ser la propia instalación quien se responsabilice de su eliminación.

En el Anexo I se ofrece una completa relación de las posibles averías que pueden aparecer en una bomba, indicando los síntomas que pueden ayudarnos a su diagnóstico y las posibles causas que han podido provocar la avería.

### 8.3. Mantenimiento Preventivo

Para evitar muchas de las averías antes comentadas, conviene programar una buena estrategia de mantenimiento preventivo. Para la programación de las tareas, conviene no olvidar los siguientes hechos:

- No hay una regla general para programar las tareas de mantenimiento: factores como el tiempo de que se dispone para realizar cada tarea, el entorno de trabajo donde han de realizarse y la fiabilidad que queremos en el funcionamiento de la instalación.
- Una buena estrategia de mantenimiento **no** resolverá defectos intrínsecos de la instalación o de la selección de la bomba. Durante el proceso de selección de la bomba deberá tenerse presente el mantenimiento que requerirá la bomba seleccionada.
- A pesar de tener perfectamente planeadas las tareas de mantenimiento, cualquier comportamiento irregular de la máquina ha de traducirse en una inspección adicional.

Si en una instalación se dispone de varias bombas cuya puesta en marcha responda a consignas de funcionamiento como niveles en pozos, presiones o caudales demandados (instalaciones que han sido estudiadas con anterioridad), el arranque de las bombas debe programarse de tal forma que el tiempo total de funcionamiento esté repartido de igual forma entre todas las bombas. Si además existe alguna bomba de repuesto, resulta conveniente que ésta funcione en régimen de repuesto activo, es decir, debe entrar también en el reparto de horas de funcionamiento y, en caso de avería de alguna de ellas, sólo será necesario aislarla, manteniendo las demás en línea.

En este punto vamos a tratar el mantenimiento en el contexto de *mantenimiento preventivo*, es decir, el conjunto de acciones destinadas a evitar o al menos reducir el número de interrupciones del servicio provocadas por las averías. Aunque se han intentado establecer estadísticas para un mantenimiento óptimo de las bombas, los resultados han sido tan dispersos que la generalización de las estrategias de mantenimiento se pueden considerar una pérdida de tiempo. Parece que la mejor política de mantenimiento se basa en establecer inspecciones rutinarias en función de la naturaleza de las bombas. Podríamos establecer las siguientes rutinas:

- **Inspección diaria del funcionamiento de la bomba.** Si la instalación funciona de manera ininterrumpida, se deben realizar inspecciones de manera continuada, informando de cualquier irregularidad en forma de ruidos extraños durante el funcionamiento, cambios en la temperatura de trabajo, goteos a través de la empaquetadura o pérdida de prestaciones (altura, caudal o potencia).
- **Inspección cuatrimestral o semestral.** Cada cierto tiempo (cuatro a seis meses es sólo una aproximación) deberán comprobarse aspectos tales como el alineamiento de la bomba y el motor, las tolerancias en los prensaestopas o el rendimiento medio que ha estado proporcionando la bomba. Así mismos, también deben reponerse los niveles de lubricante en los puntos donde se utilice aceite, así como limpiar los filtros de aire si existen y el ventilador del motor. También es recomendable comprobar el estado de los filtros en la aspiración de las bombas.
- **Inspección anual.** Al menos una vez al año ha de realizarse una inspección más completa que revise datos tales como el nivel de desgaste de cada una de las piezas críticas, es decir, desgaste en cierres mecánicos, sustitución de anillos de desgaste,

desgaste en el eje o en los manguitos (si la bomba dispone de ellos). También sería conveniente revisar una vez al año el estado del motor, especialmente el bobinado y los aislamientos. Ni que decir tiene que una inspección anual debe incluir también todas las comprobaciones efectuadas en una inspección cuatrimestral. Durante esta inspección se procederá a acciones correctoras si algún parámetro presenta una elevada desviación. Por ejemplo, si existe demasiado desgaste en una pieza, ésta ha de ser repuesta y, en la medida de lo posible, ha de investigarse el motivo del desgaste.

- **Inspección Completa.** La inspección completa representa el desmontaje completo de la bomba en todas sus piezas, procediendo a la revisión y limpieza de las mismas. Esta revisión no suele tener un período determinado, sino que viene condicionada por los resultados obtenidos en las inspecciones rutinarias anteriores. Por ejemplo, en bombas de proceso o bombas para drenaje de aguas residuales, el período adecuado para esta revisión suele estar entre 3 y 5 años. Para bombas de aguas limpias el período suele ser mayor. En este tipo de revisiones se comprueban todos los parámetros de funcionamiento de la bomba, así como el estado de todas las piezas y las tolerancias de todos los elementos. Si el rodete presenta desgaste, se aprovecha esta revisión para su sustitución, puesto que un rodete desgastado implica una caída importante en las condiciones de funcionamiento de la bomba. En general, estas revisiones resultan caras y en el caso de bombas pequeñas o simples, suele ser más rentable la sustitución completa de la bomba.

#### 8.4. Previsión de Piezas de Repuesto

Como complemento a las tareas del mantenimiento preventivo, ocasionalmente será necesario disponer de determinadas piezas que, por la frecuencia con que han de ser repuestas, conviene tener almacenadas cerca de la instalación para reducir los tiempos de espera. En este punto, las recomendaciones del fabricante son importantes, al menos en lo que referente a:

- Piezas para la puesta en marcha.
- Repuestos a utilizar en el plazo de un año.
- Repuestos a utilizar en el plazo de dos años.
- Piezas de repuesto para imprevistos.

Las indicaciones del fabricante deben incluir también plazos de entrega, de manera que se pueda evaluar la conveniencia de tenerlas almacenadas o demandarlas en el mismo instante en que han de ser utilizadas.

Las piezas de repuesto a utilizar en el plazo de uno o dos años vendrán indicadas por la experiencia del propio fabricante en cuanto a la duración de las mismas durante un funcionamiento continuado, mientras que las piezas de repuesto para imprevistos serán especialmente importantes en instalaciones donde no se disponga de bombas de reserva. Un aspecto importante a tener en cuenta en este punto es la posibilidad de obtener descuentos en las piezas de repuesto. Este puede condicionar el disponer de un mayor número de unidades si existe espacio físico donde almacenarlas.

La Asociación Alemana de Fabricantes de Bombas (VDMA) realizó la siguiente propuesta de disponibilidad de piezas de repuesto en función del número de bombas.

	Número de Bombas					
	2	3	4	5	6	8
Piezas de Repuesto	Número de Piezas de Repuesto					
Rodetes	1	1	1	2	2	3
Anillos de Desgaste	1	1	1	2	2	3
Anillos de Sellado	2	2	2	3	3	4
Ejes con acoplamiento para el rodete	1	1	2	2	2	3
Manguitos para el eje	2	2	2	3	3	4
Rodamientos	1	1	2	2	3	4
Sellos Mecánicos y accesorios	4	6	8	8	9	12
Otros sellos y accesorios	4	6	8	8	9	12
Caja de Empaquetadura	16	16	24	24	24	32
Anillos de sellado	2	3	4	4	4	6
Asientos	2	3	4	4	4	6
Juntas Tóricas	2	3	6	8	8	10
Empaquetaduras	2	3	6	8	8	10
Muelles o Resortes	1	1	1	1	2	2

También conviene informarse de los planes que pueda tener el fabricante en caso de que el modelo de bomba elegido quede obsoleto en un plazo corto, con el fin de tomar las debidas precauciones.

Por último, será necesario de disponer de herramientas adecuadas para las operaciones de sustitución de piezas. El uso de herramientas inadecuadas puede resultar más perjudicial que el daño causado por la operación normal de los equipos.

### 8.5. Estimación de los Costes de mantenimiento

Aunque es muy difícil evaluar los costes que pueden ser asociados a las tareas de mantenimiento, a continuación se propone una guía de los aspectos más importantes a considerar.

- Coste estimado de las piezas de repuesto. En este punto, una estadística histórica de años anteriores puede resultar de utilidad.
- Coste asociado al período de inactividad provocado por una avería (costes por falta de operatividad y mano de obra para la reparación).
- El coste necesario para una reparación, al menos en relación al número de horas, se debe calcular en base a la complejidad de los equipos y el entorno en que se va a desarrollar. Si se analiza el problema desde un punto de vista global, deberá compararse el coste de instalar un grúa, por ejemplo, con el tiempo necesario para desplazar el equipo si se careciera de dicha herramienta.
- Por último, se puede considerar la posibilidad de elegir entre bombas de repuesto en situación de reserva activa (entrando en los turnos de arranque y parada) y bombas de instalación provisional, que sólo entrarían en funcionamiento en caso de avería de uno de los equipos principales.

Como se ve, el cálculo de los costes asociados al mantenimiento, tanto anuales como durante el proceso de instalación, es un cálculo impreciso. Además, suelen ser unos costes



difíciles de justificar por cuanto no revierten directamente en un beneficio económico por parte de la instalación, sino que más bien disminuyen la posibilidad de tener pérdidas. Como ya se dijo en la introducción al problema del mantenimiento, una base de datos y un registro continuo de todas las incidencias asociadas al mantenimiento facilitan tanto el cálculo de estos costes como la corrección de las estrategias de mantenimiento si se comprueba que los resultados obtenidos no son los esperados.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- CABRERA, E. et al. (1996).- *“Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua”*. Grupo Mecánica de Fluidos.
- GERMAIN, J. E. et al. (1981).- *“Design of Wastewater and Stormwater Pumping Stations”*. Ed. Water Pollution Control Federation. Alexandria, VA
- GRUPO MECÁNICA DE FLUIDOS (1991).- *“Estaciones de Bombeo de Aguas Pluviales y/o Residuales”*. Ed. Generalitat Valenciana. Conselleria d’Industria, Comerç i Turisme. Valencia
- GRUNDFOS (1992).- *“Suministro de agua doméstica”*. Ed. Centro Internacional de Estudios GRUNDFOS.
- KARASSIK, I. J. et al. (1986).- *“Pump Handbook”*. Ed. McGraw Hill
- LOBANOFF, V.S.; ROSS, R.R. (1992).- *“Centrifugal Pumps. Design & Operation”*. Gulf Publishing Company
- LÓPEZ PATIÑO, G. Y MARTÍNEZ SOLANO, F.J. (1998).- *“Problemas Resueltos de Máquinas Hidráulicas”*. Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia. Ref. SPUPV-2001.169.
- LÓPEZ PATIÑO, G. Y MARTÍNEZ SOLANO, F.J. (1999).- *“Máquinas Hidráulicas”*. Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia. Ref. SPUPV-99.670.
- MATAIX, C. (1975).- *“Turbomáquinas Hidráulicas”*. Ed. ICAI. Madrid
- SANKS, R. L. et al. (1989).- *“Pumping Station Design”*. Ed. Butter-Worths. Stoneham, MA
- SEDILLE, M. (1967).- *“Turbo-Machines Hydrauliques et Thermiques. Tome II”*. Ed. Masson et Cie. París

**ANEXO I - Principales averías en las bombas y causas que las provocan.***Tabla 1. Averías típicas en bombas rotodinámicas (centrífugas).*

<b>Fallo Detectado (Síntoma)</b>	<b>Posible Causa del Problema (ver Tabla 2)</b>
La bomba no arranca.	14, 15, 16
La bomba no impulsa caudal.	1, 2, 3, 4, 6, 11, 17, 19, 20, 25, 26
El caudal aportado por la bomba es insuficiente.	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 17, 20, 23, 25, 26, 32, 33, 34
La presión proporcionada por la bomba es insuficiente.	5, 17, 19, 20, 23, 25, 32, 33, 34
La bomba se desceba después del arranque.	2, 3, 5, 6, 7, 8, 11, 12, 13
El consumo energético de la bomba es excesivo.	18, 19, 20, 21, 22, 23, 26, 27, 29, 30, 32, 36, 37, 40
Goteo excesivo en la empaquetadura.	13, 27, 29, 35, 36, 37, 38, 39, 41, 42, 43
Desgaste prematuro de la empaquetadura.	12, 13, 27, 29, 31, 35, 36, 37, 38, 39, 41, 42, 43
Vibraciones o ruido excesivo en la bomba.	2, 3, 4, 9, 10, 11, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 33, 38, 39, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50
Desgaste prematuro de rodamientos y cojinetes.	27, 29, 30, 31, 38, 39, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50
Sobrecalentamiento y agarrotamiento de la bomba.	1, 4, 224, 25, 27, 30, 31, 38, 39, 44
Vibraciones en el motor.	27, 47, 51

Tabla 2. Posibles causas de averías en bombas.

Problemas en la aspiración	Problemas en la instalación
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. La bomba no está cebada.</li> <li>2. La bomba o el conducto de aspiración no están completamente llenos de fluido.</li> <li>3. La altura de aspiración es excesiva.</li> <li>4. Margen de seguridad insuficiente entre la presión en la aspiración y la tensión de vapor del fluido.</li> <li>5. Exceso de aire o vapor en el fluido.</li> <li>6. Bolsas de aire en el conducto de aspiración.</li> <li>7. Entrada de aire en el tubo de aspiración (problema en la estanqueidad de las juntas).</li> <li>8. Entrada de aire en la bomba a través del prensaestopas.</li> <li>9. Válvula de pie pequeña.</li> <li>10. Válvula de pie parcialmente bloqueada.</li> <li>11. Sumergencia insuficiente del conducto de aspiración.</li> <li>12. Válvula de purga bloqueada.</li> <li>13. Mala colocación de la empaquetadura.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>14. Fallo en el suministro eléctrico.</li> <li>15. Los fusibles han saltado.</li> <li>16. Mala conexión eléctrica del motor.</li> <li>17. Velocidad demasiado baja.</li> <li>18. Velocidad demasiado alta.</li> <li>19. La bomba gira en sentido inverso.</li> <li>20. La altura resistente de la instalación es superior a la nominal de la bomba.</li> <li>21. La altura resistente de la instalación es inferior a la nominal de la bomba.</li> <li>22. La densidad del fluido es distinta a la de diseño.</li> <li>23. La viscosidad del fluido es distinta a la de diseño.</li> <li>24. Caudal de funcionamiento muy pequeño.</li> <li>25. Bombas trabajando en paralelo de manera inadecuada.</li> </ol>
Problemas mecánicos	
<ol style="list-style-type: none"> <li>26. Alguna partícula extraña en el rodete.</li> <li>27. Fallo en la alineación entre bomba y motor.</li> <li>28. Falta de rigidez en los anclajes.</li> <li>29. Flexiones en el eje.</li> <li>30. Fricciones entre las partes fijas y las partes móviles.</li> <li>31. Problemas en los cojinetes (tolerancias o armónicos).</li> <li>32. Anillos de desgaste dañados.</li> <li>33. Rodete dañado.</li> <li>34. Cierre hidráulico interno dañado, fugas internas.</li> <li>35. Eje o manguitos del eje dañados en las proximidades de la empaquetadura.</li> <li>36. Empaquetadura mal instalada.</li> <li>37. Tipo de empaquetadura inapropiado para las condiciones de trabajo.</li> <li>38. Descentramiento del eje debido a rodamientos dañados o fallo en la alineación.</li> <li>39. Rotor desequilibrado, provocando vibraciones.</li> <li>40. Paso de lubricante demasiado estrecho, impidiendo una correcta lubricación de la empaquetadura.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>41. El líquido refrigerante no llega a su destino.</li> <li>42. Tolerancia excesiva entre el eje y la caja de empaquetadura, lo que provoca que ésta se vea empujada hacia el interior de la bomba.</li> <li>43. Suciedad o impurezas en el líquido de sellado, provocando el rayado del eje y los manguitos.</li> <li>44. Par torsor excesivo debido a un fallo mecánico en la bomba o fallo en el equilibrado hidráulico (si existe).</li> <li>45. Exceso de lubricación en los cojinetes, o falta de refrigerante, provocando el calentamiento de los cojinetes.</li> <li>46. Falta de lubricación.</li> <li>47. Instalación incorrecta de los cojinetes.</li> <li>48. Suciedad en los cojinetes.</li> <li>49. Oxidamiento de los cojinetes debido a la presencia de agua.</li> <li>50. Exceso de refrigeración en los cojinetes refrigerados por agua, provocando condensación de la humedad atmosférica.</li> <li>51. Fallo en el rotor del motor.</li> </ol>

## CAPÍTULO 6

# LAS VÁLVULAS EN LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA. TIPOLOGÍAS Y CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA.

Vicente S. Fuertes Miquel  
Rafael Pérez García  
Pedro L. Iglesias Rey  
Francisco J. García Mares

### 1. INTRODUCCIÓN

El contenido del capítulo presente está dedicado a las válvulas, elementos fundamentales en las redes de tuberías que merecen una atención importante, posiblemente mayor de la que se les suele prestar cuando se redactan proyectos de instalaciones de distribución de agua. Existe una gran variedad de válvulas en cuanto a su material, dimensiones, tipologías, funciones, calidades y comportamiento hidráulico.

Nos proponemos repasar de forma resumida estas características de forma descriptiva y sobre todo, estudiar la caracterización hidráulica de estos elementos.

Por la orientación de este texto, nos vamos a dedicar fundamentalmente a las válvulas en conducciones de distribución de agua, dejando de lado las válvulas utilizadas en aplicaciones relacionadas con el agua en aplicaciones diferentes (desagüe de embalses, emisarios submarinos, etcétera) así como las válvulas utilizadas en el flujo de otros fluidos, como el aire, gases, fluidos de la industria química y petroquímica, fluidos en la industria de los alimentos, así como las válvulas utilizadas en circuitos neumáticos u oleohidráulicos. Cualquiera de las aplicaciones mencionadas cuenta a su vez con una gran variedad de válvulas disponibles, orientadas a distintas aplicaciones de regulación.

Las válvulas son dispositivos mecánicos que se instalan en las tuberías para controlar el caudal o la presión. La acción de control se puede ejercer de diferentes formas, como el desplazamiento de un disco sobre un asiento, con un tapón giratorio, con un cilindro deslizante, con una compuerta o por la deformación de una lámina flexible.

La regulación de la presión y el caudal en las redes de distribución de agua y la adaptación del sistema a las distintas condiciones de operación están protagonizadas por las válvulas, razón por la cual deben de ser correctamente seleccionadas.

La selección incorrecta de las válvulas conduce a diferentes problemas de operación, como son una pobre capacidad de regulación, la cavitación o la aparición de transitorios hidráulicos, que provocan inicialmente un funcionamiento inadecuado de la válvula y a un deterioro acelerado.

## 2. CLASIFICACIÓN DE LAS VÁLVULAS

En primer lugar introduciremos una discusión semántica en relación a los términos *válvula* y *llave*, que en lengua castellana tienen significados que no son exactamente equivalentes. Por ejemplo, el término *válvula* se define de las siguientes formas:

- Pieza de una u otra forma que, colocada en una abertura de máquinas o instrumentos, sirve para interrumpir alternativa o permanentemente la comunicación entre sus órganos o entre estos y el medio exterior, moviéndose a impulsos de fuerzas contrarias (DRAE, 1999).
- Dispositivo que, en cualquier clase de máquinas o conductos, sirve para establecer la comunicación en una sola dirección, por ejemplo, las colocadas en el orificio de un neumático (Diccionario de Uso del Español, M. Moliner).
- Dispositivo que sirve para regular el flujo de un líquido, un gas o una corriente, permitiendo que sigan un sentido determinado en una canalización, pero no el contrario paso de un fluido (Diccionario del Español Actual, M. Seco).

Las definiciones de *válvula* tienen como eje común la asimetría del dispositivo y su acción de regulación. En cuanto a las definiciones de *llave*, tenemos las siguientes:

- Instrumento que sirve para facilitar o impedir el paso de un fluido por un conducto. Llave de paso: La que se intercala en una tubería para cerrar, abrir o regular el curso de un fluido (DRAE, 1999).
- Utensilio que sirve para abrir o cerrar el paso de un fluido en algún punto de un conducto o a la salida de él (Diccionario de Uso del Español, ).
- Dispositivo que sirve para regular el paso de un fluido por un conducto (Diccionario del Español Actual).

Si nos atenemos a las definiciones, sería correcto hablar de llaves de compuerta o llaves de mariposa, así como, por ejemplo, de válvulas reductoras de presión.

Como podemos comprobar en las definiciones, el término *llave* o *válvula* está íntimamente ligado a la simetría de la operación de la misma, y esta condición, aunque no necesariamente, suele estar ligada a su vez con el carácter activo o pasivo del componente, entendiendo como componente pasivo aquel que no modifica sus características ni su morfología en función del flujo, mientras que los elementos activos se desplazan, mueven o regulan de forma autónoma en función de las condiciones del flujo.

Por mantener una unidad en el texto utilizaremos el término *válvula* tanto para los elementos que podemos considerar como llaves o como válvulas propiamente dichas.

Dentro de una primera clasificación podemos hablar de válvulas de **corte o seccionamiento**, válvulas de **regulación** y válvulas de **protección**.

Las válvulas de corte cuentan con un único cometido, que es impedir el flujo y aislar hidráulicamente dos partes de una conducción. Las características más interesantes de una válvula de corte afectan a la posición de cierre completo y apertura completa.: en el primer caso, interesa conseguir una estanqueidad total, mientras que el segundo caso, cuando la válvula se encuentra totalmente abierta, interesa que produzca unas pérdidas de carga mínimas.

Las válvulas de regulación constituyen la familia más variada y extensa de tales elementos y su función es regular el flujo o la presión en una conducción. La característica

más interesante de una válvula de regulación es precisamente su capacidad de regulación, esto es, la relación entre su accionamiento y el efecto hidráulico conseguido.

Finalmente, incluiremos en el apartado de válvulas de protección a todas aquellas que no participan directamente en la operación normal de las conducciones, y que se instalan con el cometido de proteger o regular el sistema en el caso de situaciones extraordinarias o de emergencia. Tal es el caso de las válvulas de alivio, que solamente entran en funcionamiento en el caso de que exista un exceso de presión en la conducción, o las ventosas (válvulas de aire), cuyo cometido principal es permitir la expulsión de aire de las conducciones, pero también la entrada de aire cuando se efectúa una operación de vaciado.

En función de su accionamiento, las válvulas pueden ser de accionamiento manual, de accionamiento asistido (mecánico-eléctrico, neumático o hidráulico) y de accionamiento automático.

Para seleccionar adecuadamente una válvula de regulación necesitaremos conocer el caudal máximo y mínimo que ha de trasegar, así como la pérdida de carga requerida, tanto para la situación actual como para un horizonte de funcionamiento. Reseñamos a continuación unos sencillos criterios de selección sugeridos por Tullis (1989):

1. La válvula no debe producir una pérdida de carga excesiva cuando se encuentra totalmente abierta.
2. Debe tener una capacidad de regulación en al menos el 50% de su desplazamiento, esto es, cuando la válvula se cierra un 50%, el caudal debe reducirse al menos un 10%.
3. El caudal máximo está limitado por la condición de que el par máximo de cierre sea inferior a la capacidad de un operador (cierre manual) o un accionador (cierre asistido).
4. No debe estar sometida a una cavitación excesiva o continua.
5. Los transitorios de presión no deben exceder los límites de seguridad del sistema, y por ello, la válvula debe contar con capacidad de regulación en todo su recorrido de cierre y la velocidad del cierre debe de estar acotada para limitar los transitorios.
6. Algunos tipos de válvula no deben funcionar con pequeños grados de apertura debido al daño potencial en el asiento de cierre causado por las elevadas velocidades del flujo y la cavitación.
7. Algunos tipos de válvula (mariposa) no deben operar en con aperturas cercanas al 100% debido a la mala capacidad de regulación y a la aparición de pares mecánicos inversos que inducen fatiga en el eje.

### 3. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

Como ya hemos tenido ocasión de tratar en capítulos anteriores, la relación entre caudal y pérdida de carga en los elementos de una red se denomina de forma general, ecuación característica de dicho elemento. A todos los efectos, las válvulas consiguen el efecto de regulación precisamente variando su característica resistente por un cambio en su morfología interna (actuación de los elementos de cierre), de modo que, para un mismo caudal, podemos conseguir diferentes pérdidas de carga, o si se prefiere enunciar a la inversa, para una misma pérdida de carga podemos regular el caudal que atraviesa la válvula.

La manera más sencilla de relacionar el caudal con la pérdida de carga en la válvula es, al igual que en el caso de las pérdidas menores ocasionadas por los accesorios en las conducciones, cuantificarla mediante un coeficiente adimensional de pérdidas  $k$ , que relaciona la pérdida de carga en la válvula  $h_v$  (mcf) con la energía cinética específica:

$$h_v = k(q) \frac{v^2}{2g}$$

En este caso, la diferencia estriba en que el coeficiente adimensional de pérdidas  $k$ , a diferencia de los accesorios, es intrínsecamente variable con lo que se denomina el *grado de apertura*  $\theta$ , que es una variable que indica cuán abierta o cerrada está la válvula, bien sea en tanto por ciento o en tanto por uno. La forma de cuantificar el grado de apertura depende del mecanismo de cierre de la válvula: si se trata de un mecanismo de desplazamiento lineal, el grado de apertura indica el porcentaje del recorrido lineal, correspondiendo un 100% a la válvula totalmente abierta, mientras que en el caso de un desplazamiento angular,  $\theta$  mide el porcentaje de desplazamiento angular sobre la referencia de la válvula totalmente abierta.

En la fórmula anterior,  $v$  es la velocidad (m/s) del fluido, tomada en la entrada del cuerpo de la válvula. Cuando la válvula se encuentra parcialmente cerrada, la velocidad al paso por el cierre puede ser muy superior a este valor.

Otra manera de expresar las pérdidas de carga en la válvula consiste en asimilar el paso por la válvula al flujo a través de un orificio. De hecho, el cierre de la válvula actúa como un orificio de forma irregular, con lo que esta aproximación no estaría muy alejada de la realidad. El problema reside en que resulta difícil medir la velocidad media del flujo en el paso de cierre, por lo que la aproximación se realiza tomando el valor de la velocidad en la entrada de la válvula y consiste en:

$$v = C_v \sqrt{2 \cdot g \cdot h_v}$$

El coeficiente de velocidad  $C_v$  es adimensional y toma valores comprendidos entre 0 (válvula cerrada) y  $C_{v,\max}$  (válvula completamente abierta). Está relacionado con el coeficiente adimensional de pérdidas  $k$  mediante la siguiente expresión:

$$C_v(q) = \frac{1}{\sqrt{k(q)}} ; k(q) = \frac{1}{C_v^2(q)}$$

En muchas ocasiones, cuando se calcula una instalación, resulta más cómodo trabajar con el caudal que circula por la conducción que con la velocidad media del flujo. Para tales ocasiones, podemos emplear una expresión alternativa de las pérdidas en la válvula:

$$h_v = k(q) \frac{v^2}{2g} = k(q) \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} \Rightarrow \text{si } A = \frac{p \cdot D^2}{4} \Rightarrow h_v = \left( \frac{8 \cdot k(q)}{g \cdot p^2 D^4} \right) Q^2 = K(q) \cdot Q^2$$

El nuevo coeficiente  $K$  de pérdidas ya no es adimensional, y se expresa en  $\text{mcf}/(\text{m}^3/\text{s})^2$  en unidades del S.I. Aunque no posee la universalidad del coeficiente adimensional  $k$ , suele ser mucho más habitual trabajar con caudales. Precisamente por esta preferencia, una de las expresiones preferidas en el mundo anglosajón y por añadidura, por la industria de las válvulas es el llamado *coeficiente de caudal*  $K_v$ , que se define según la expresión:

$$Q = K_v(q) \sqrt{D p}$$

siendo  $\Delta p$  la pérdida de carga en la válvula. Las unidades de  $K_v$  dependen de las unidades empleadas para el caudal y la pérdida de carga. Es habitual expresarlo en  $(\text{m}^3/\text{s})/(\text{kp}/\text{cm}^2)^{1/2}$  o en  $(\text{m}^3/\text{h})/(\text{kp}/\text{cm}^2)^{1/2}$ .

Tullis propone varios coeficientes para representar el comportamiento hidráulico de la válvula, como por ejemplo, el denominado coeficiente de descarga  $C_d$ , definido como:

$$C_d(q) = \frac{v}{\sqrt{2 g h_v + v^2}}$$

El coeficiente de descarga es adimensional y toma un valor nulo cuando la válvula está cerrada, mientras que cuando se encuentra totalmente abierta tomará un valor que depende de la pérdida a válvula abierta  $h_{v,0}$ . En el caso ideal (pérdida a válvula abierta nula  $h_{v,0}=0$ ), el coeficiente tomará el valor de la unidad.

La relación entre  $C_d$  y el coeficiente adimensional de pérdidas  $k$  viene dada por la expresión:

$$C_d(q) = \frac{1}{\sqrt{1 + k(q)}}$$

La catálogos de características de las válvulas suelen incluir información sobre el coeficiente de caudal  $K_v$ , aunque habitualmente se indica el coeficiente a válvula abierta  $K_{v,0}$  y la variación del cociente ( $K_v/K_{v,0}$ ) con el grado de apertura de la válvula ?. De esta forma se está adimensionalizando de alguna forma el comportamiento de un modelo de válvula independientemente de su tamaño. El cociente ( $K_v/K_{v,0}$ ) es igual al cociente de caudales ( $Q/Q_0$ ) siempre que se mantenga la pérdida de carga. Evidentemente el caudal que atraviesa la válvula depende no sólo de la propia válvula, sino también del resto de la instalación y su característica resistente. De ahí la importancia de seleccionar adecuadamente la válvula, para proveerla capacidad de regulación necesaria. Algunos fabricantes denominan al cociente ( $K_v/K_{v,0}$ ) como coeficiente o factor de caudal  $C_d$  (o en ocasiones  $C_v$ ), por lo que es importante no confundir con los coeficientes definidos con anterioridad.

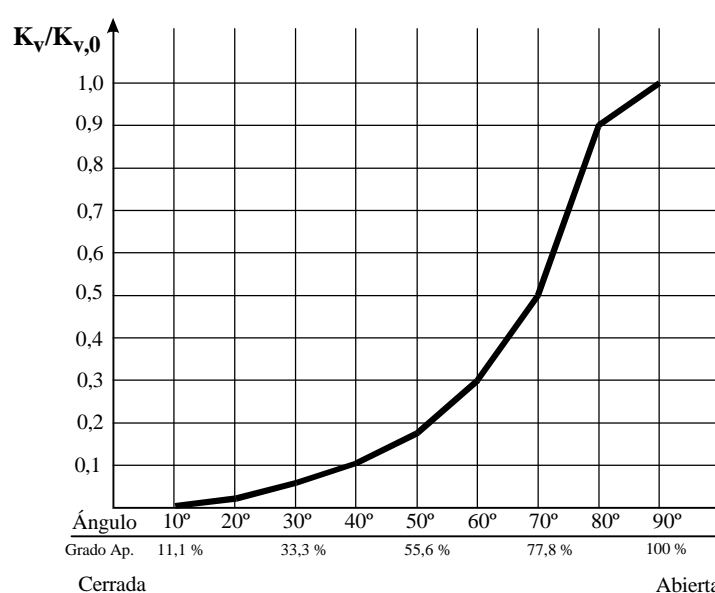


Figura 6.1. Características de flujo en una válvula de mariposa (cortesía AMRI)



#### 4. CAVITACIÓN EN VÁLVULAS

Uno de los problemas más importantes que surgen en el funcionamiento de las válvulas de regulación es la aparición de la cavitación. El fenómeno de la cavitación aparece en el momento en que la presión alcanza valores cercanos a la presión de vapor de agua a la temperatura de operación.

Aunque las condiciones normales de presión en una tubería no suelen alcanzar estos límites, en el interior del cuerpo de una válvula de regulación, cuando se encuentra parcialmente cerrada, la velocidad local del flujo a su paso por el cierre puede alcanzar valores muy elevados. El incremento de la energía cinética del flujo en la zona del cierre de la válvula se consigue por intercambio con la energía de presión de modo que la presión, localmente, puede alcanzar los valores de la presión de vapor del agua.

La aparición de burbujas de vapor reduce la sección efectiva de paso de fluido, con lo que la velocidad puede tomar valores aun mayores, incrementando el problema. En el caso de cavitación muy intensa se llegaría a una situación de bloqueo del caudal (*choked cavitation*). Por otra parte, cuando se produce una recuperación de la presión en el flujo al ensancharse la sección de paso, las burbujas se colapsan muy rápidamente, pudiendo dañar el material de la válvula. El mecanismo por el que se produce el daño en la válvula no se conoce en detalle, aunque se sigue investigando bajo la hipótesis de que al implosionar, las burbujas generan presiones muy localizadas de varios miles de bares, que alteran primero y terminan destruyendo después la estructura cristalina del metal, produciendo daños superficiales con un aspecto característico. Un efecto añadido de la cavitación es el ruido producido por la implosión de las burbujas y las vibraciones en el sistema, que producen también fatiga en los materiales

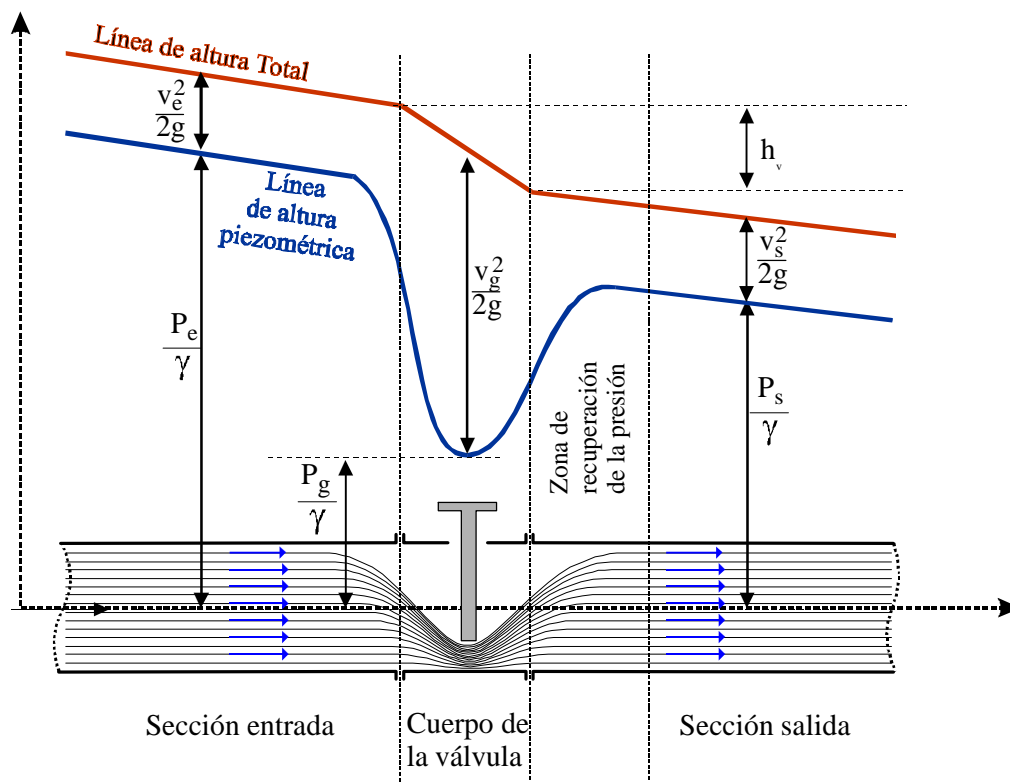


Figura 6.2. Caída de presión en el interior de la válvula.

La Figura 6.2 presenta la situación de la altura de presión y la altura cinética en el interior de una válvula parcialmente cerrada.

El balance de energía del fluido entre los extremos (entrada, **e** y salida **s**) de la válvula se reparte en los tres términos de la ecuación de Bernoulli:

$$z_e + \frac{P_e}{\rho g} + \frac{V_e^2}{2g} = z_s + \frac{P_s}{\rho g} + \frac{V_s^2}{2g} + h_v$$

En el caso representando en la figura, la conducción está dispuesta de forma horizontal, de forma que  $z_e = z_s$ , y en cualquier caso, la diferencia entre las cotas geométricas de la sección de entrada y la de salida va a ser despreciable en comparación con la presión en su interior, por ejemplo. Por otra parte, la sección de entrada y la de salida van a ser iguales, de modo que la ecuación de Bernoulli entre los extremos se resumiría en:

$$\frac{P_e}{\rho g} = \frac{P_s}{\rho g} + h_v$$

Si realizamos el mismo balance de energías específicas entre la sección de entrada y la garganta de paso (**g**) de la válvula parcialmente cerrada, despreciando la pérdida de carga entre ambas secciones, obtendríamos:

$$\frac{P_e}{\rho g} + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{P_g}{\rho g} + \frac{V_g^2}{2g}$$

La velocidad del paso del fluido por la garganta es superior a la velocidad de entrada, más cuanto más cerrada esté la válvula:

$$v_g \cdot A_g = v_e \cdot A_e \Rightarrow v_g = v_e \cdot \frac{A_e}{A_g} \Rightarrow \text{si } A_g \ll A_e, \quad v_g \gg v_e$$

Sustituyendo esta relación en la anterior, obtenemos que:

$$\frac{P_g}{\rho g} = \frac{P_e}{\rho g} + \frac{V_e^2}{2g} - \frac{V_g^2}{2g} = \frac{P_e}{\rho g} - \frac{V_e^2}{2g} \left( \frac{A_e}{A_g} - 1 \right)$$

Por ejemplo, imaginemos un caso en que la presión de entrada (manométrica) es de 20 mca y la velocidad de entrada es de 2,5 m/s; con una relación de secciones del 5%, la presión en la garganta sería:

$$\frac{P_g}{\rho g} = \frac{P_e}{\rho g} - \frac{V_e^2}{2g} \left( \frac{A_e}{A_g} - 1 \right) = 20 - \frac{2,5^2}{2 \cdot 9,81} \left( \frac{1}{0,05} - 1 \right) = 20 - 6,05 = 13,95 \text{ mca}$$

Podemos comprobar que en las condiciones del ejemplo se produce una reducción de casi una tercera parte en la presión de la garganta. Nos preguntamos, por ejemplo, cual debería ser la relación entre las secciones ( $r_s$ ) para que la presión (manométrica) en la garganta fuese nula:

$$\frac{P_g}{\rho g} = \frac{P_e}{\rho g} - \frac{V_e^2}{2g} \left( \frac{A_e}{A_g} - 1 \right) = 0 = 20 - \frac{2,5^2}{2 \cdot 9,81} \left( \frac{1}{r_s} - 1 \right) \Rightarrow r_s = 0,0157 = 1,57\%$$

La idea de este ejemplo es constatar que cualquier válvula de regulación puede alcanzar en su garganta presiones muy bajas, incluso negativas (en términos manométricas); si dicha presión se aproxima a la presión de vapor del agua a la temperatura ambiente, existe el riesgo de cavitación.

Tabla 6.1. Presión de vapor (absoluta) del agua a distintas temperaturas.

T(°C)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Pv (Pa)	602	1214	1688	2316	3140	4207	5577	7317	9506	12237
Pv (mca)	0,06	0,12	0,17	0,23	0,31	0,42	0,56	0,73	0,95	1,22

A la vista de los valores de la tabla, parece que los casos que representan un riesgo de cavitación son poco habituales. Por ejemplo, con una temperatura ambiente de 20°C, la presión manométrica de vapor del agua sería  $0,23 - 10,33 = -10,1$  mca.

Sin embargo, existe dos factores que aumentan el riesgo de cavitación. El primero de ellos es la situación dinámica del flujo, que presenta características locales muy diferentes en las cercanías del cierre de la válvula, de forma que aun cuando la presión promedio en el cierre sea superior a la de vapor, pueden estar apareciendo burbujas en zonas donde localmente se haya alcanzado dicha presión de vapor. El segundo factor de riesgo es la irregularidad en la superficie de los contornos, puesto que cualquier discontinuidad, hoquedad o rebaba en la superficie de la válvula puede convertirse en un foco generador de cavitación, precisamente por la perturbación que causa en el flujo. Cuando la cavitación alcanza cierta magnitud (cavitación destructiva), los daños producidos sobre las superficies aceleran aún más el proceso y multiplican su efecto, hasta producir una avería.

El mecanismo de aparición y colapso de las burbujas de vapor puede explicarse con la ayuda del diagrama de estado p-v correspondiente al agua, asimilando su flujo a través de la válvula a un proceso isoterma.

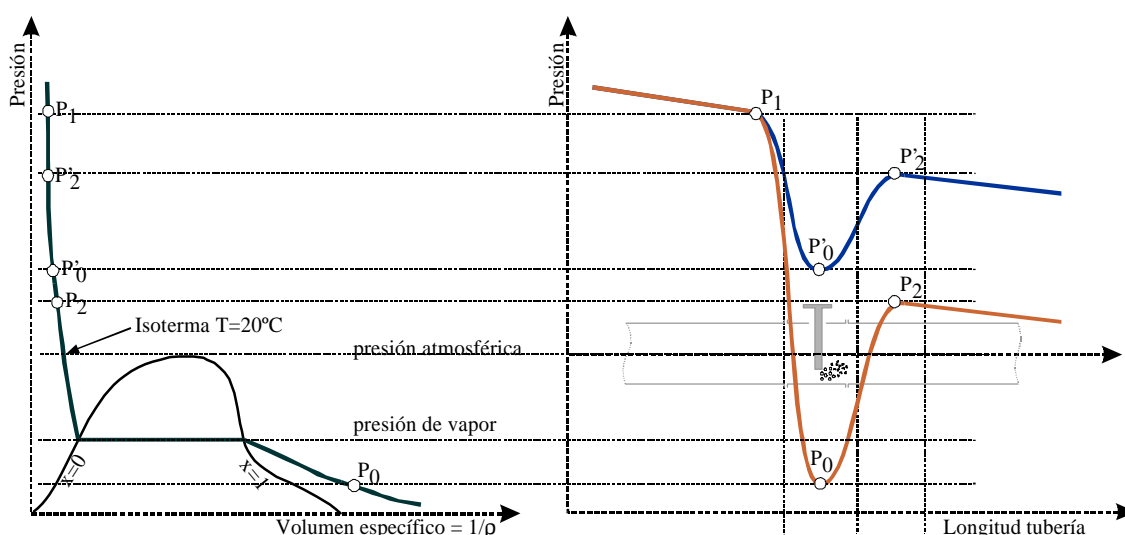


Figura 6.3. Evolución termodinámica del agua a través de la válvula.

La figura representa dos casos. En el primero de ellos, el cierre de la válvula es tal que la presión en la garganta de paso ( $P'_0$ ) es superior a la presión atmosférica, por lo que no

aparece cavitación. Si cerramos más la válvula, podemos llegar a una situación como la segunda, donde la presión a la entrada de la válvula es  $P_1$  y a la salida  $P_2$ . Lo más deseable sería que la transición de la presión en el interior de la válvula evolucionase entre estos dos valores (ambos superiores a la presión atmosférica), pero debido al estrechamiento del cierre, la velocidad en la garganta toma valores muy elevados y la presión en dicho punto llega a ser incluso inferior a la correspondiente al vapor saturado correspondiente a la fracción de vapor  $x=1$  a la temperatura ambiente ( $P_v$ ) lo que provoca la aparición brusca de burbujas de agua en estado gaseoso no saturado.

Rápidamente a la salida del cierre, a presión vuelve a aumentar y provoca un desequilibrio termodinámico en el entorno de las burbujas, empujadas a cambiar de estado de nuevo a líquido, con la consiguiente disminución brusca de volumen (implosión o colapso). Si la implosión se produce en la sección central del flujo, las consecuencias no van más allá de leves alteraciones del mismo, pero si el colapso se produce sobre un contorno sólido, como el material de la válvula, la superficie experimenta un pico de presión que, como hemos comentado puede alcanzar localmente valores de varios miles de bares.

Aunque el pico provocado por la implosión está muy localizado, su efecto sobre la estructura del material es devastador, similar a un barrenamiento microscópico. De mantenerse esta situación, el área afectada crece de forma imparable hasta inutilizar la válvula.

Tullis propone una clasificación de la intensidad de la cavitación en cuatro grupos, que se ha consolidado en la literatura sobre este tema y que detallamos a continuación.

#### *Cavitación incipiente:*

Se define como la condición del flujo en la que la cavitación comienza a ser detectable. Usualmente se identifica con sonidos suaves e intermitentes que pueden ser detectados por el oído humano o mediante la asistencia de hidrófonos o acelerómetros. El índice de cavitación  $\sigma_1$  es un parámetro adimensional utilizado para identificar las condiciones que provocan la cavitación y las que la inhiben:

$$\sigma_1 = \frac{P_1 - P_v}{\Delta p}$$

Existen otros índices de cavitación como son los siguientes:

$$\sigma_2 = \frac{P_2 - P_v}{\Delta p} ; K_c = \frac{\Delta p}{P_1 - P_v} \Rightarrow K_c = \frac{1}{\sigma_1} = \frac{1}{\sigma_2 + 1}$$

donde  $p_1$  es la presión absoluta aguas arriba de la válvula,  $p_2$  es la presión absoluta aguas abajo,  $\Delta p$  es la caída de presión en la válvula, y  $p_v$  es la presión (absoluta) de vapor del agua a la temperatura de trabajo.

La cavitación incipiente se determina experimentalmente y se asocia a un valor del índice de cavitación  $\sigma_1$  en el que comienza a aparecer. Tal y como están definidos los índices de cavitación  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , para valores mayores que los correspondientes a la cavitación incipiente no existirá cavitación, aunque la mayoría de las válvulas pueden trabajar con valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  hasta un 10-15% por debajo de los valores de cavitación incipiente sin que la válvula sufra efectos negativos sobre su funcionamiento. Normalmente los valores obtenidos para  $\sigma_1$  en cavitación incipiente aumentan con el grado y con el coeficiente de caudal. La cavitación puede comenzar antes en válvulas sometidas a mayores presiones o de mayor tamaño.

Por ello es necesario asociar siempre el valor de  $\sigma_1$  con los parámetros utilizados  $P_1$  y  $P_v$ . El valor de  $\sigma_1$  cambia también con la diferencia  $P_1$  y  $P_v$ , aunque empíricamente se ha comprobado que para valores diferentes podemos utilizar la siguiente relación:

$$s'_1 = s_{1,ref} \left[ \frac{(P_1 - P_v)}{(P_1 - P_v)_{ref}} \right]^{0,22}$$

El procedimiento de prueba para determinar el valor del índice de cavitación incipiente consiste en ensayar la válvula, inicialmente con valores grandes ( $\sigma_1 = 20$ , por ejemplo) en los que todavía no ha aparecido cavitación. Posteriormente se va aumentando el caudal o la pérdida de carga, manteniendo la presión aguas arriba ( $P_1$ ) hasta que aparecen los síntomas de la cavitación. Normalmente este ensayo se realizará con varios grados de apertura de la válvula.

#### *Cavitación constante o crítica:*

Este segundo límite de cavitación se define como la situación del flujo en la que aparece cavitación continua en un grado moderado. Puede identificarse por medios de detección sonora (se caracteriza por ruidos de intensidad inferior a 80 dB) y su principal característica es que el grado de cavitación permanece constante, y su incremento relacionado con la pérdida en la válvula es mucho menor que en el caso de la cavitación incipiente. Usualmente el valor de  $\sigma_1$  correspondiente a cavitación constante es aproximadamente el 80% del correspondiente a cavitación incipiente.

El nivel de cavitación crítica no provoca daños físicos en la válvula, pero también es cierto que en algunos tipos de válvula, es difícil determinar con precisión el límite correspondiente. Los procedimientos de prueba son similares al caso de la cavitación incipiente.

Tras varios ensayos en diferentes modelos de válvula, la International Standard Association (ISA, 1985) determinó una fórmula empírica para determinar el índice de cavitación crítica:

$$s_1(\text{crítica}) = 1,161 + \frac{9,4364}{\sqrt{k}}$$

expresión en la que  $k$  representa el coeficiente adimensional de pérdidas de la válvula para el grado de apertura correspondiente.

#### *Cavitación con daños incipientes:*

El siguiente estadio de cavitación, llamado de daños incipientes, se caracteriza, como su nombre indica, por el comienzo de la erosión de los contornos de la válvula. En realidad, este nivel de cavitación no es estable y es la antesala de la situación de bloqueo del caudal. La característica principal de este nivel, aparte los daños físicos, es la disminución del caudal debido a la reducción de la sección de paso, ocupada por las burbujas gaseosas en una parte importante.

#### *Cavitación con bloqueo:*

En este nivel extremo se bloquea el caudal circulante debido a la obstaculización provocada por las burbujas. Llegados a este extremo, el caudal no aumentará aunque se reduzca la presión a la salida de la válvula

Para esta situación se define un nuevo parámetro, denominado factor de recuperación de la presión  $F_L$ :

$$F_L = \frac{Q}{K_v \sqrt{P_1 - P_v}}$$

El factor de recuperación de la presión es adimensional e independiente del tamaño de la válvula, y permite calcular, para una presión de entrada y un cierto grado de apertura, el máximo caudal que puede atravesar la válvula y que correspondería a la situación de bloqueo.

La relación entre el índice de cavitación para la situación de bloqueo y este factor vendría dada por:

$$S(\text{bloqueo}) \approx \frac{1}{\sqrt{F_L}}$$

En este caso, la International Standard Association (ISA, 1985) también determinó una fórmula empírica para el índice de cavitación de bloqueo:

$$S_1(\text{bloqueo}) = 1,0851 + \frac{2,0762}{\sqrt{k}}$$

expresión en la que  $k$  representa el coeficiente adimensional de pérdidas de la válvula para el grado de apertura correspondiente. Tanto esta expresión como la anterior (cavitación crítica) presentan una muy buena correlación con los datos empíricos ( $r^2 = 96\%$ ).

Las situaciones de cavitación con daños incipientes o de bloqueo no son en absoluto recomendables para el funcionamiento habitual de una válvula, aunque pueden ser admisibles en válvulas con funcionamiento intermitente o inusual, como por ejemplo, en el caso de una válvula de alivio

De lo que antecede se desprende que el estudio de la cavitación está fundamentado en una base fuertemente empírica y no es en absoluto un tema zanjado.

Algunos autores, como Bras (2002) sostienen la idea de que la cavitación incipiente comienza antes de que pueda ser detectada por medios sonoros, y admitiendo la existencia de un umbral sonoro en el que la cavitación no es detectable, consecuentemente, habría que revisar los límites de los grados de cavitación que acabamos de exponer.

## 5. VÁLVULAS DE REGULACIÓN

### 5.1. Válvula de compuerta

Las válvulas de compuerta son las más utilizadas tradicionalmente para seccionamiento o corte, aunque también tienen un uso limitado como válvulas de regulación. Se trata de válvulas donde el cierre se produce por desplazamiento lineal de una compuerta que obstruye el paso del flujo de forma perpendicular a la dirección del mismo. En general, cuando está en posición abierta, obstaculiza poco el flujo, y en consecuencia, la turbulencia que induce y la pérdida de carga que presenta es baja. Existen modelos desde  $\frac{1}{2}$ " (12 mm) hasta 3 m de diámetro, en distintos materiales (plásticos y metálicos).

Es una válvula idónea cuando permanece mucho tiempo en la misma posición (abierta o cerrada) y no es necesario accionarla muy a menudo. No es recomendable su utilización para regulación de caudales porque su capacidad en este sentido está muy limitada, porque el mayor cambio en el caudal se produce cuando la válvula está casi cerrada, con velocidades muy elevadas en el flujo.

Cuando se encuentra totalmente abierta, apenas perturba el flujo, debido a que el cuerpo de la válvula es una prolongación natural de la tubería, mientras que cuando se cierra, la presión aguas arriba actúa contra la compuerta apoyada en su asiento en dirección perpendicular, facilitando su estanqueidad. A título de ejemplo, una válvula de compuerta de diámetro 100 mm, cerrada y sometida a una presión aguas arriba de 10 atm sin contrapresión debe soportar un esfuerzo de casi 800 kgf.

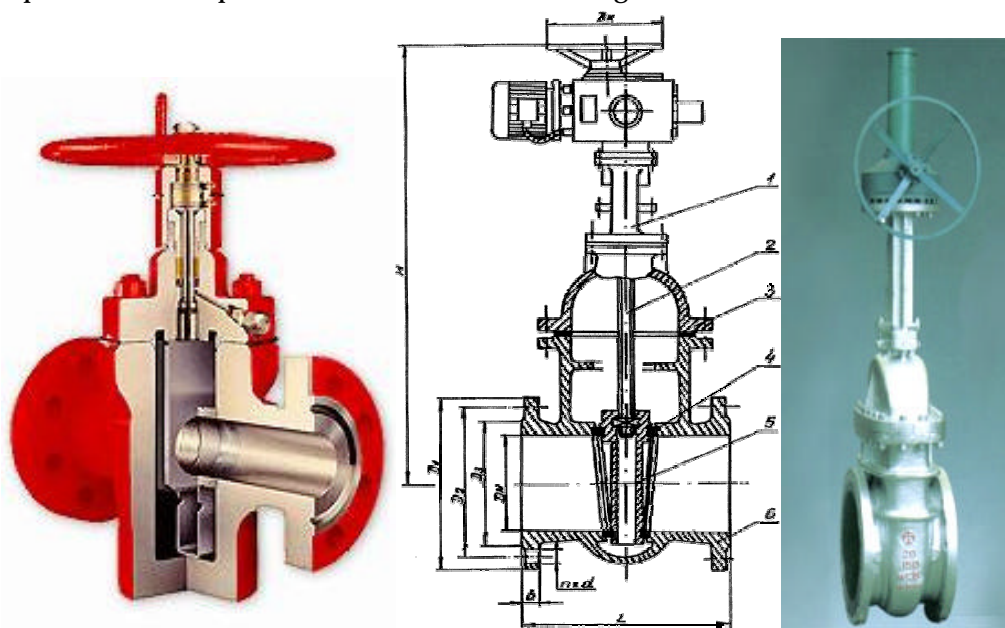


Figura 6.4. Válvulas de compuerta (izq. Modelo para altas presiones, centro: sección de una válvula de accionamiento motorizado, derecha: accionamiento manual asistido con desmultiplicador)

El primer modelo de la figura anterior se utiliza en aplicaciones de alta presión, y el cierre está constituido por una compuerta metálica de espesor constante, al objeto de que deslice por su alojamiento sin holgura. Los dos modelos siguientes son más convencionales, y como podemos ver en la sección de la figura central, la compuerta tiene una sección en cuña, para conseguir un encaje estanco en la posición de cierre. La compuerta suele estar revestida de material elástico. Los mecanismos desmultiplicadores tanto para el cierre manual como el motorizado permiten alargar el tiempo de cierre, y limitar de este modo el golpe de ariete que potencialmente puede producirse.

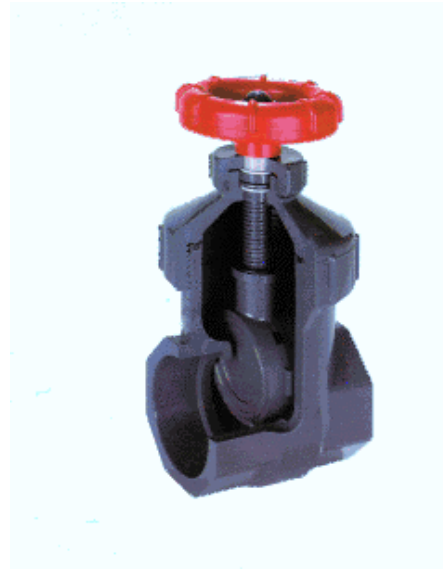


Figura 6.5. Válvulas de compuerta en diámetros pequeños.

También existen modelos para diámetros pequeños (1/2" hasta 2") aunque en este rango, el tipo de válvula más utilizado es el de esfera o bola.

Aunque podemos encontrar una gran variedad de cierres para aplicaciones específicas, podemos distinguir cuatro tipos principales de compuerta:

- *Compacta*: en este caso, la compuerta es un cuerpo sólido, con o sin recubrimiento elástico. Un caso particular es la compuerta tipo cuchilla, de espesor uniforme, para aplicaciones en altas presiones y para modelo de válvula de cuerpo estrecho.
- *De cuerpo elástico*: se trata de una compuerta con dos partes unidas entre si por la parte interior central. Se utiliza en aplicaciones con temperaturas elevadas o fuertes cambios en la temperatura, precisamente para hacer frente a las dilataciones y contracciones.
- *De discos encajados*: en este caso, el cuerpo de la compuerta está compuesto de dos discos, unidos mecánicamente entre si pero con cierta libertad de movimientos. Los discos quedan solidariamente unidos en el momento del cierre completo
- *De doble disco*: es similar al anterior, pero los discos no están unidos entre si. Cuando la válvula está cerrada, el espacio entre ambos discos permanece ocupado por el fluido, por lo que no es un cierre adecuado para aplicaciones de temperatura elevada, pues podría expansionar el fluido de la cámara intermedia y deformar los discos.

La siguiente figura representa las características hidráulicas (coeficiente de velocidad  $C_v$  y coeficiente de pérdidas  $k$ ) de una válvula de compuerta. Recordemos que:

$$C_v = \frac{v}{\sqrt{2 \cdot g \cdot Dh_v}} \quad ; \quad k = \frac{2 \cdot g \cdot Dh_v}{v^2} \Rightarrow C_v = \frac{1}{\sqrt{k}} \quad ; \quad k = \frac{1}{C_v^2}$$



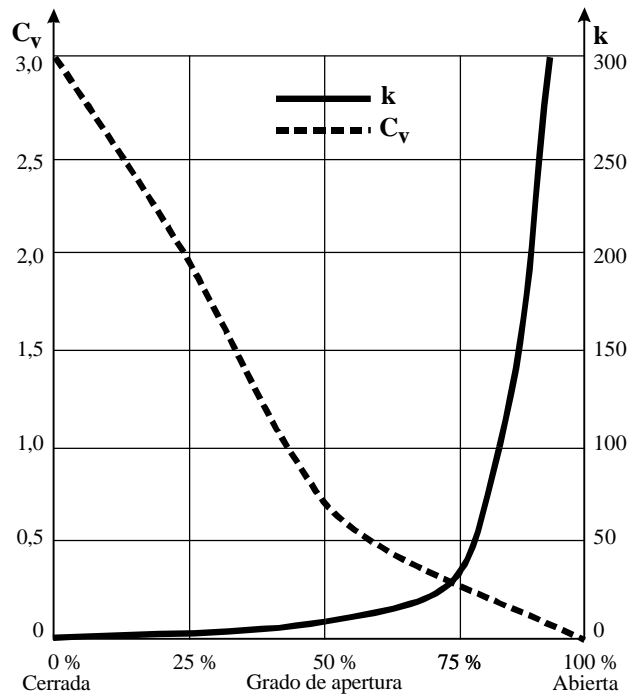


Figura 6.6. Característica hidráulica de una válvula de compuerta (Fuente: Dvir, 1995)

## 5.2. Válvula de mariposa

La válvula de mariposa ejerce la acción de cierre mediante un desplazamiento giratorio en el rango de un cuarto de vuelta. El elemento de cierre consiste en una lenteja circular que gira sobre un eje diametral y que encaja en la sección transversal (circular) de la válvula. Durante mucho tiempo ha sido utilizada extensamente como válvula de regulación por excelencia, debido a la simplicidad de su construcción, montaje y manejo

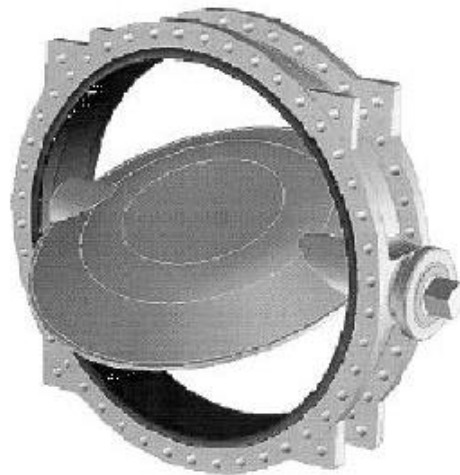


Figura 6.7. Válvula de mariposa de gran diámetro 1000-3000 mm (Cortesía AMRI)

Tradicionalmente, la válvula de mariposa ha sido utilizada como elemento de regulación en instalaciones de gran diámetro como estaciones hidroeléctricas o tuberías forzadas. Hasta hace pocos años, no se utilizaba como válvula de corte, debido a las dificultades de asegurar la estanqueidad en asientos de cierre de metal contra metal. Esta

situación cambia en la segunda mitad del siglo XX con el desarrollo de nuevos materiales elásticos que permiten el diseño de cierres estancos. Por este motivo, la válvula de mariposa se utiliza también hoy en día como válvula de corte y está presente en diámetros medianos y pequeños.

Normalmente, los modelos de gran diámetro tienen la lenteja metálica, mientras que los modelos pequeños utilizan materiales plásticos, al menos en su parte superficial.

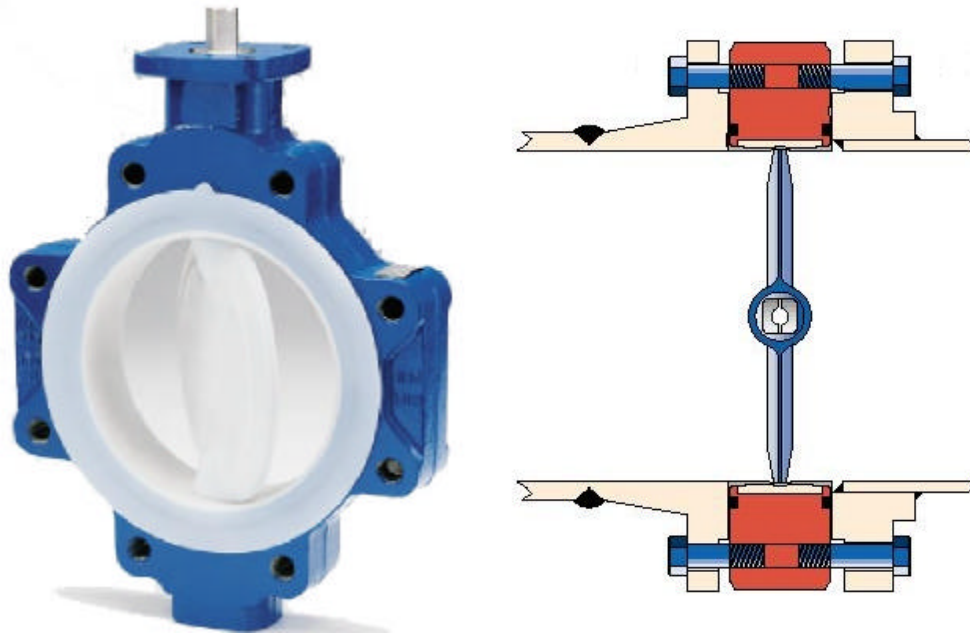


Figura 6.8. Válvula de mariposa de diámetro 1 hasta 24 pulgadas, y corte longitudinal (Cortesía AMRI)

Si su diseño es correcto, la pérdida a válvula abierta puede ser muy baja, del orden de una válvula de compuerta. Su mejor capacidad de regulación se registra en el rango de aperturas del los 15° a los 70°. Como válvula de regulación resulta muy competitiva a partir de diámetros medianos (12 pulgadas) en coste frente a otros modelos usuales basados en válvulas de asiento plano.

Las principales diferencias que encontramos en las válvulas de mariposa, aparte las comentadas están en la posición del eje de cierre, que puede ser centrada, excéntrica o doblemente excéntrica.

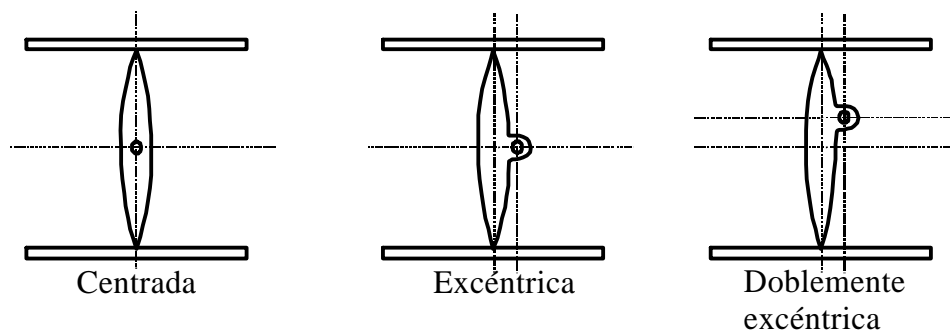


Figura 6.9. Disposición del eje en una válvula de mariposa.

Otra característica importante de la válvula de mariposa es que el accionamiento del eje giratorio que actúa sobre la lenteja, transmite de forma directa los esfuerzos hidrodinámicos y de presión sobre el actuador del cierre, a diferencia, por ejemplo, de la válvula de compuerta. Para bajos caudales, los esfuerzos que actúan sobre ambas caras de la lenteja pueden estar bastante equilibrados, pero en cuanto aumenta el caudal, y con él las pérdidas de carga y el arrastre sobre la lenteja, el esfuerzo necesario para abrir o cerrar puede aumentar considerablemente.

Recordemos que el par de apertura o cierre no debe de exceder la capacidad del actuador, por lo que el accionamiento manual solamente será posible en pequeños diámetros (hasta 4" máximo), y a partir de estos tamaños será necesario un cierre asistido. En cualquier caso, puesto que el cierre directo de la válvula puede ser muy rápido (un cuarto de vuelta) la presencia de un desmultiplicador ayudará a aumentar el tiempo de cierre y disminuir el riesgo de aparición de un golpe de ariete.

### 5.3. Otros tipos de válvulas

#### *Válvula de bola*

Se trata de una válvula de accionamiento giratorio, con cierre a un cuarto de vuelta, de forma similar a la de mariposa. El elemento de cierre es una esfera, normalmente metálica, con una perforación cilíndrica diametral cuyo diámetro coincide con el nominal de la válvula. En posición abierta apenas produce pérdidas de carga porque la perturbación que induce en el flujo es muy pequeña.

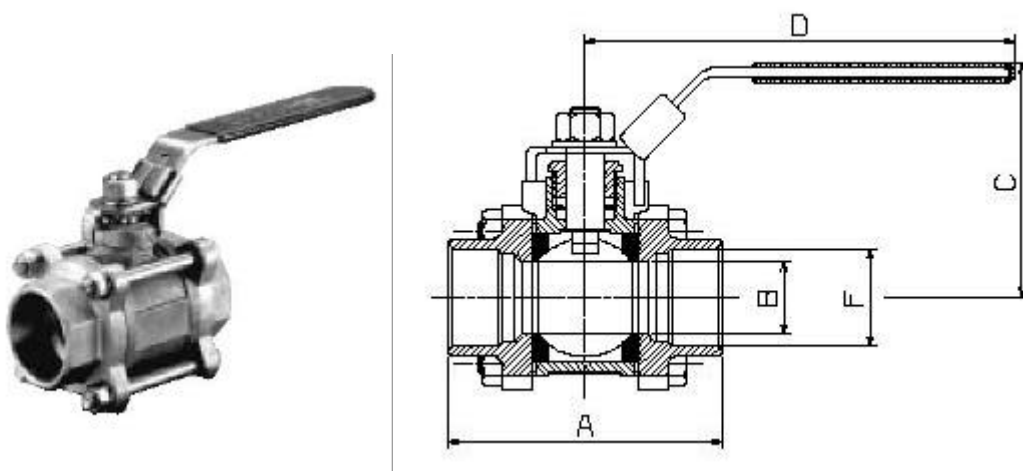


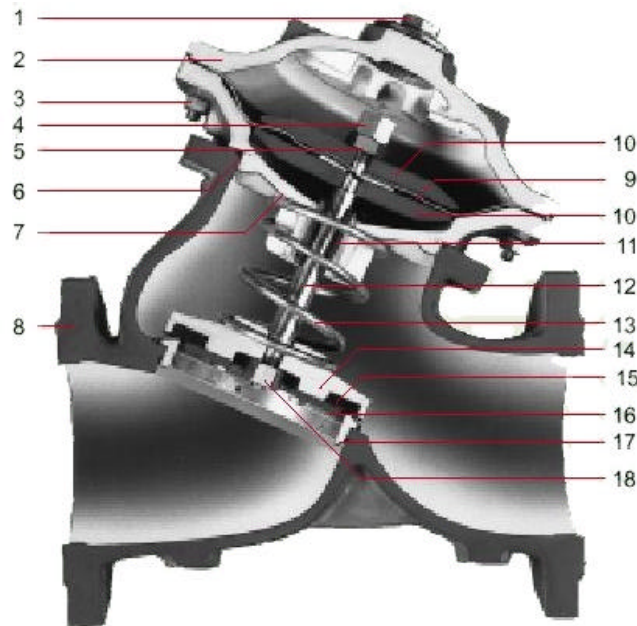
Figura 6.10. Válvula de bola (Cortesía Danfoss)

En diámetros pequeños, hasta 2 pulgadas, es la válvula más utilizada para función de aislamiento. Como es habitual en válvulas de cierre rápido, presenta el riesgo de aparición de sobrepresiones.

#### *Válvula de asiento plano*

La válvula de asiento plano presenta una gran variedad de geometrías, pero en cualquier caso, se trata de un modelo ampliamente utilizado para la configuración de válvulas hidráulicas automáticas multifuncionales.

El elemento de cierre está constituido por un disco que cierra sobre un asiento circular. El disco se desplaza linealmente mediante un vástago conectado a un actuador.



*Figura 6.11. Válvula de asiento plano, modelo en V (Cortesía Bermad)*

La válvula de asiento plano es un modelo que resultaría muy incómodo para su accionamiento manual; sin embargo, en una configuración como la de la figura, el accionamiento del vástago está provocado por la combinación posible de esfuerzos hidráulicos en las cámaras superiores y la acción mecánica del muelle, de modo que se trata de una válvula idónea para configurar distintas funciones dependiendo de las presiones aplicadas en las cámaras superiores.

Las pérdidas de carga a válvula abierta son relativamente grandes, siempre por comparación a otros modelos, y pueden cuantificarse, según la morfología de la válvula, con un valor del coeficiente adimensional de pérdidas  $k$  en la horquilla de 4 a 10, para válvulas de buena calidad y acabado.

Ocasionalmente utilizan un cierre en V, que consiste en un pequeño cilindro con perforaciones en forma de diente, que encaja en el anillo de cierre y permite regular mejor los caudales pequeños.

Este tipo de válvulas cuentan con varios elementos móviles, muy sensibles a las acciones mecánicas, y por ello necesitan un mantenimiento periódico para asegurar un correcto funcionamiento. También por esta razón no suelen utilizarse en grandes diámetros (más allá de 12"), porque aparte de motivos mecánicos, su coste tampoco resultaría competitivo frente a otros modelos.

Finalmente citar que existe una gran variedad de modelos de válvula, desarrollado históricamente para cumplir cometidos específicos. En este apartado descriptivo hemos intentado únicamente presentar unos pocos modelos que son mayoritariamente utilizados en la industria del agua

## 6. VÁLVULAS DE REGULACIÓN AUTOMÁTICAS

En este apartado trataremos, más que propiamente de válvulas, de funciones de regulación automática que pueden cumplir diversos modelos de válvula, contando con los elementos de control adecuado. Hemos incluido un apartado previo referente a las válvulas de retención porque realiza una de las funciones más sencillas de control automático (impedir el flujo inverso) y constituye el punto de partida conceptual del resto de funciones tratadas.

### 6.1. Válvulas de retención (VR)

Las válvulas de retención, en adelante VR, también se conocen con el nombre de anti-retorno, y tienen como función principal e permitir que el agua circule en un sentido único, determinado por la propia VR, que se cierra ante cualquier intento de flujo inverso.

El modelo más habitual de VR durante mucho tiempo ha sido la válvula de clapeta, cuyo elemento de cierre consiste en una clapeta o plato oscilante. Sin embargo, en la actualidad existe una gran variedad de modelos de VR para aplicaciones específicas y generales, que eliminan buena parte de los inconvenientes de que adolece la VR de clapeta.

Pese a su simplicidad, las aplicaciones habituales de las VR son variadas:

- A la salida de las bombas en tuberías de impulsión, para impedir el flujo inverso en las bombas cuando se produce una parada.
- En tramos intermedios de una impulsión, para distribuir mejor la carga de la columna de agua en el caso de paradas.
- Para evitar el retroceso del agua hacia la red en procesos potencialmente contaminantes.
- En bocas de riego y acometidas domiciliarias, para impedir el retroceso del agua y la contaminación potencial en la red.
- Para independizar suministros de una misma red de distribución.
- Para aislar los circuitos de agua caliente y fría en las viviendas.
- .....

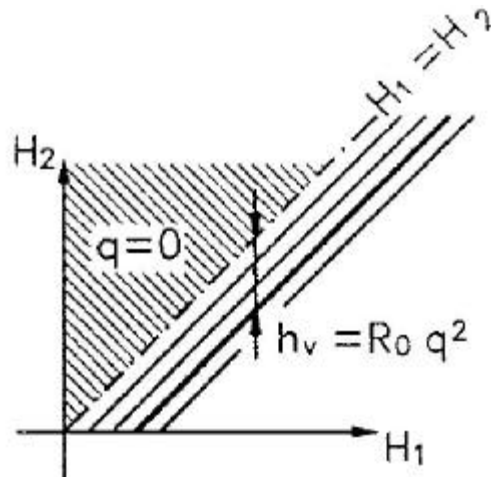
Las válvulas de retención, al igual que el resto de las válvulas que vamos a estudiar, son elementos unidireccionales que sólo permiten el paso del fluido en un sentido. Su función consiste en evitar el flujo en sentido contrario al establecido.

Expresando la pérdida de carga en la VR en la forma  $h_v = R q^2$ , podemos expresar su característica como:

$$\begin{cases} R = R_0 & \text{si } H_1 > H_2 \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_1 \leq H_2 \text{ ( } q < 0 \text{ )} \end{cases}$$

en la cual  $R_0 = (8k)/(p^2 g D^4)$  representa la resistencia a válvula abierta, mientras que  $H_1$  y  $H_2$  son las alturas piezométricas en el extremo aguas arriba y abajo respectivamente.

El coeficiente  $k$  adopta valores comprendidos entre 1,5+4,0 dependiendo de la morfología de la válvula de retención y del mecanismo de cierre.



**Figura 6.12.** Diagrama de funcionamiento de una VR.

## 6.2. Válvula reductora de presión (VRP)

La VRP es un elemento que se utiliza para mantener una presión constante en su salida (extremo aguas abajo), en un valor que se conoce como *presión de tarado*, independientemente de la magnitud de la presión aguas arriba, y como su nombre indica, tienen como misión evitar las elevadas presiones que pueden alcanzarse en algunos puntos de la red debido, por ejemplo, a las depresiones del terreno, a la cercanía de la estación de bombeo o a cualquier otra causa.

Sin embargo, la definición anterior no se ajusta totalmente a la realidad y presenta algunas excepciones. En particular, si la presión aguas arriba se hace inferior a la presión de tarado, entonces la válvula se encuentra totalmente abierta y no actúa sobre el sistema, y puede considerarse como un elemento resistente con coeficiente  $k$  constante.

Por otra parte, si la presión aguas abajo excede a la de tarado, la válvula impide el flujo en sentido contrario, actuando como una válvula de retención; se trata pues de un elemento unidireccional.

Desde esta perspectiva, las VRP se emplean también para controlar el caudal aportado desde varios puntos de suministro, en función del nivel de la demanda. En este tipo de aplicación, la VRP actúa como válvula de retención hasta que la presión se reduce por debajo de su nivel crítico con motivo de una fuerte demanda, en cuyo momento abre el paso del flujo desde el punto de suministro que está bajo su control.

La presión de tarado de la válvula, o mejor dicho, la altura piezométrica correspondiente a este valor en el extremo aguas abajo, se representa por  $H_t$ .

Suponiendo un comportamiento ideal de la VRP ( $h_v = 0$  cuando la válvula está abierta) podemos expresar las ecuaciones de comportamiento de este elemento en la forma:

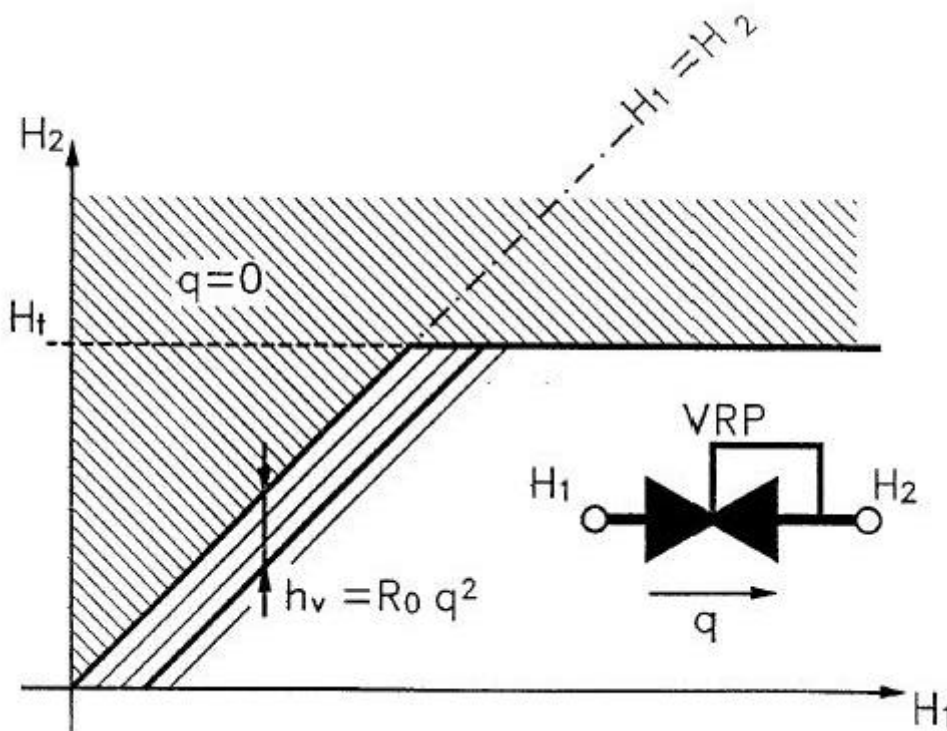
$$\left\{ \begin{array}{ll} R > 0 \text{ y } H_2 = H_t & \text{si } H_1 > H_t \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R = 0 \text{ y } H_2 = H_1 & \text{si } H_1 < H_t \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_2 > H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ ( } q = 0 \text{ )} \end{array} \right.$$

donde  $H_1$  y  $H_2$  son las alturas piezométricas aguas arriba y abajo de la válvula, respectivamente.

El comportamiento real de la VRP debe considerar las pérdidas de carga a válvula abierta de modo que en este caso, la ecuación de comportamiento anterior sería:

$$\begin{cases} R \geq R_0 \text{ y } H_2 = H_t & \text{si } H_1 \geq H_t + h_v \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R = R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_v & \text{si } H_1 < H_t + h_v \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R \rightarrow \infty \text{ si } H_2 > H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ ( } q = 0 \text{ )} \end{cases}$$

donde  $R_0 = (8k)/(p^2 g D^4)$  representa la resistencia hidráulica a válvula abierta y  $h_v$  es la correspondiente pérdida de carga para un caudal dado ( $h_v = R_0 q^2$ ). El coeficiente de pérdidas  $k$  adopta valores comprendidos entre 4 y 10 dependiendo como siempre de la morfología de la válvula.



**Figura 6.13.** Diagrama de funcionamiento de una VRP.

#### *Algunas indicaciones sobre las VRP*

El diámetro de las válvulas reductoras de presión está determinado por el caudal que la atraviesa y no por el diámetro de la conducción donde va montada. Las válvulas reductoras tienen diferentes velocidades de diseño en función del fabricante. Por ello, y aunque no es posible generalizar este comportamiento, la VRP suele tener un diámetro inferior a la conducción donde va instalada.

El gran peligro en ésta y en todas las válvulas de regulación (más en el caso de las válvulas que funcionan de forma automática) es la cavitación, que aparecerá si el salto de presión en la válvula es muy grande. Si buscamos una reducción de la presión muy grande, es conveniente montar dos o más válvulas en serie, para repartir el salto.

El rango de caudal es también una variable importante, puesto que cada modelo de válvula reductora funciona a partir de cierto caudal o velocidad umbral. Para el manejo de

pequeños caudales puede utilizarse un dispositivo de cierre en V, y para grandes caudales puede ser conveniente una disposición de varias VRP en paralelo.

Aparte la cavitación, los dos factores que pueden incidir más en contra del funcionamiento de la VRP (o de las válvulas automáticas en general) son la calidad del agua, por el efecto químicos sobre los elementos móviles, el arrastre de sólidos, puesto que pueden trabar el cierre y el mantenimiento regular, absolutamente necesario para garantizar el funcionamiento correcto.

### 6.3. Válvula sostenedora de presión (VSP)

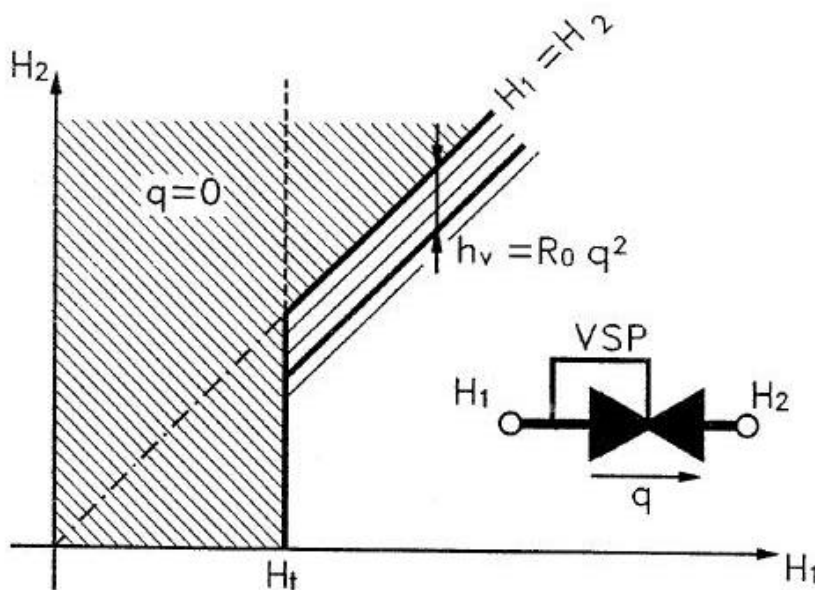
La VSP es una válvula automática concebida para mantener una presión mínima en su extremo situado aguas arriba, en un valor denominado *presión de tarado*. Su misión consiste en impedir que la presión descenda por debajo de un nivel predeterminado en algún punto de la red. La VSP sólo permite el paso de caudal si la presión en el extremo aguas arriba supera el valor de tarado; en caso contrario, se cierra restringiendo el paso de caudal para mantener la presión aguas arriba.

La función de una VSP no es tan evidente ni directo como en el caso de la VRP. La presión aguas arriba se mantiene a costa de reducir el caudal que pasa por determinada línea y que provoca unas pérdidas de carga que conducen a tener una presión insuficiente.

El comportamiento real de la VSP, considerando la pérdida de carga a válvula abierta queda representado en las siguientes ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} R \geq R_0 \text{ y } H_1 = H_t \quad \text{si } H_2 \leq H_t - h_v \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R = R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_v \quad \text{si } H_1 > H_t \text{ ( } q > 0 \text{ )} \\ R \rightarrow \infty \text{ si } H_1 < H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ ( } q = 0 \text{ )} \end{array} \right.$$

siendo  $H_1$  y  $H_2$  las alturas piezométricas en los extremos de la válvula,  $H_t$  es la altura piezométrica de tarado,  $R_0 = (8k)/(p^2 g D^4)$  es la resistencia hidráulica a válvula abierta y  $h_v$  es la correspondiente pérdida de carga para un caudal dado ( $h_v = R_0 q^2$ ).



**Figura 6.14.** Diagrama de funcionamiento de una VSP.



Aunque el mecanismo de control es diferente en una VSP y una VRP, en ambos casos se utilizan cuerpos de válvula similares, y por ello, el coeficiente de pérdidas  $k$  toma valores entre 4 y 10 también en el caso de una VSP.

*Ejemplo: Selección de una válvula sostenedora de presión*

Se pretende utilizar un depósito situado a una cota geométrica de 100 m para suministrar agua a una población, cuyo consumo durante el día es de 40 l/s (16 horas diarias) y durante la noche es de 10 l/s (8 horas diarias), y además, para enviar agua a otro depósito situado a una cota geométrica de 40 m. La cota indicada en los depósitos es la cota de lámina de agua. Supondremos que el nivel del agua no varía sustancialmente en los depósitos durante la operación del sistema.

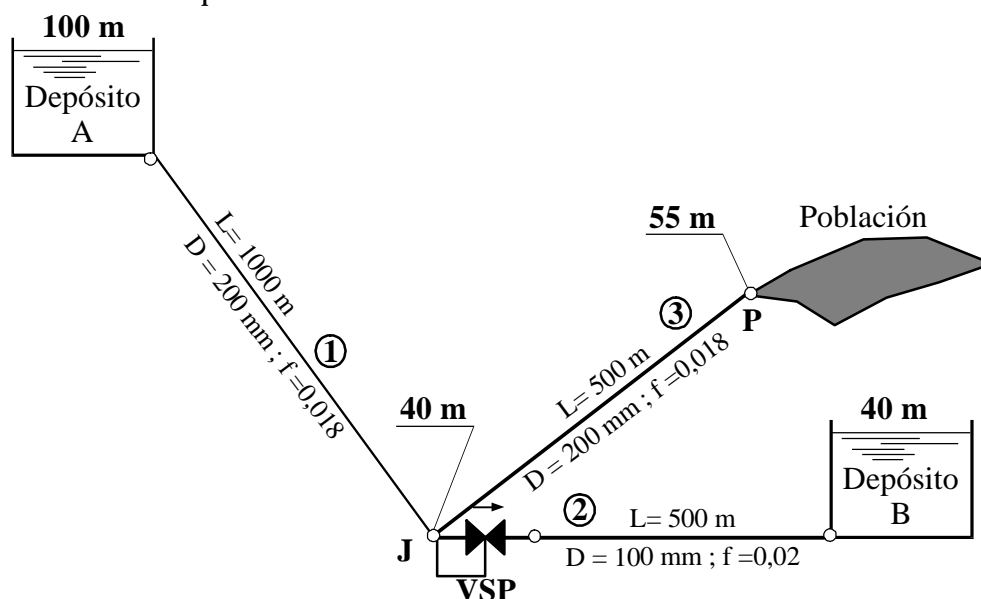


Figura 6.15. Ejemplo: Instalación con VSP.

Teniendo en cuenta que en el punto de entrada a la población se necesita una presión mínima de 30 mca y dadas las características de la instalación, se pretende calcular lo siguiente:

- Estudiar la necesidad o no de instalar una válvula sostenedora de presión (VSP).
- ¿Cuál debe ser la presión de tarado de la VSP para poder satisfacer las necesidades de la población tanto durante el día como por la noche?
- Una vez instalada la VSP, ¿cuál será el valor del caudal que subirá al depósito B durante el día?
- Seleccionar la VSP más adecuada para esta aplicación
- ¿cuál será el valor del caudal que subirá al depósito B durante la noche?
- ¿En que posición se encontrará la VSP durante el día y la noche?
- Si se precisa subir al depósito B un volumen diario de 1200 m<sup>3</sup> ¿podrá el sistema satisfacer dicha demanda?

Las características de las VSP que podemos instalar son las siguientes:

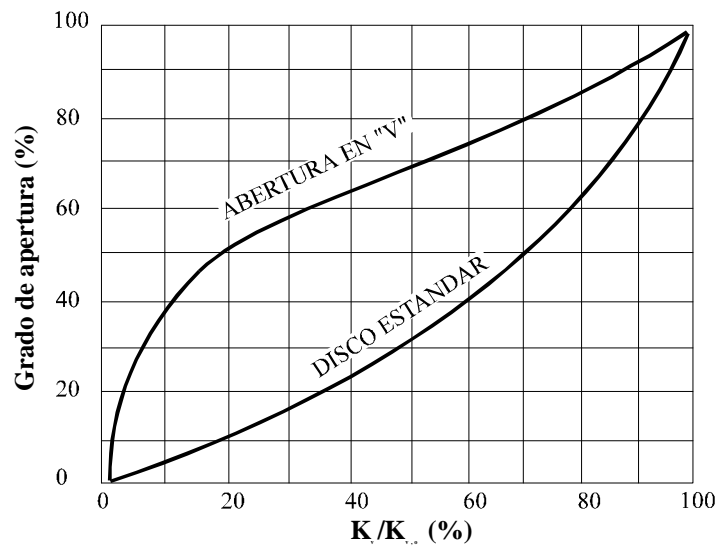


Figura 6.16. Diagrama de características del flujo en la VSP

La expresión correspondiente a los coeficientes de flujo es:

$$Q = K_{v,0} \sqrt{\Delta P}$$

estando el caudal  $Q$  expresado en  $\text{m}^3/\text{hora}$  y  $\Delta P$  en  $\text{kp}/\text{cm}^2$ .

La siguiente tabla indica los valores correspondientes de  $K_{v,0}$  para cada tamaño, considerando el cierre con disco estándar y apertura en V:

Diámetro nominal	$K_{v,0}$ estándar	$K_{v,0}$ Cierre en V
2"	50	25
3"	120	60
4"	205	150
6"	505	312
8"	830	543
10"	1280	935
12"	1960	1346
16"	3425	2200

a) *Comprobación de la necesidad de instalar una VSP:*

En primer lugar, calcularemos el funcionamiento del sistema sin la presencia de la VSP. Puesto que consideramos el factor de fricción como un valor constante dentro del rango de operación del sistema, podemos expresar las pérdidas por fricción con las tuberías como:

$$h_{f,i} = \frac{8 \cdot f_i \cdot L_i}{p^2 \cdot g \cdot D_i^5} \cdot Q_i^2 = R_i \cdot Q_i^2$$

En esta expresión denominaremos  $R_i$  a la resistencia hidráulica de las líneas, cuyo valor resulta ser:

- $R_1 = 4647,76 \text{ mca}/(\text{m}^3/\text{s})^2$
- $R_2 = 82626,86 \text{ mca}/(\text{m}^3/\text{s})^2$
- $R_3 = 2323,88 \text{ mca}/(\text{m}^3/\text{s})^2$

Durante el día, el sistema trasiega los caudales indicados en la figura:

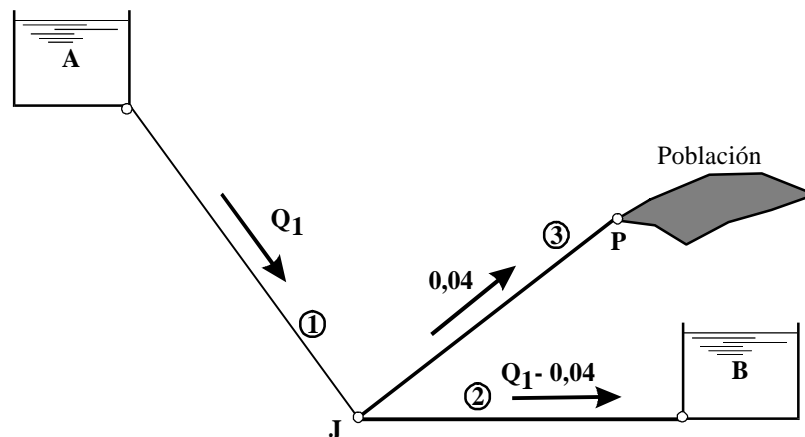


Figura 6.17. Caudales diurnos.

El depósito principal suministra un caudal que llamaremos  $Q_1$ . Si tenemos en cuenta que la población P consume 40 l/s (0,04 m³/s), el resto del caudal ( $Q_1 - 0,04$ ) es el que llega al depósito B.

Planteando la ecuación de Bernoulli entre los depósitos A y B queda:

$$z_A = z_B + h_{f,1} + h_{f,2} = z_B + R_1 Q_1^2 + R_2 Q_2^2 = z_B + R_1 Q_1^2 + R_2 (Q_1 - 0,04)^2$$

Sustituyendo los valores de las variables obtendríamos que:

$$100 = 40 + 4647,76 \cdot Q_1^2 + 82626,86 \cdot (Q_1 - 0,04)^2 \Rightarrow (1) \quad Q_1 = 0,0625 \text{ m}^3/\text{s} ; (2) \quad Q_1 = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$$

Únicamente una de ambas soluciones tiene sentido físico, y corresponde al valor  $Q_1 = 62,5 \text{ l/s}$ , de modo que el caudal que sube al depósito B será  $Q_2 = 12,5 \text{ l/s}$ .

Veamos, en estas condiciones, cuál sería la presión a la entrada de la población (punto P). La altura piezométrica en el nudo J será:

$$H_J = z_A - R_1 Q_1^2 = 81,845 \text{ mca}$$

mientras que en el punto P será:

$$H_P = H_J - R_3 Q_3^2 = 78,127 \text{ mca}$$

de modo que la presión a la entrada de la población será:

$$(P/\gamma)_P = H_P - z_P = 23,127 \text{ mca} < 30 \text{ mca}$$

Como podemos comprobar, sin la intervención de algún tipo de regulación, como la que puede ejercer la VSP, la población P no alcanza la presión mínima de 30 mca

Vamos a comprobar a continuación el funcionamiento durante la noche. Teniendo en cuenta que el consumo de la población es de 10 l/s, el caudal que subirá al depósito será  $Q_1 - 0,01$  y por tanto:

$$z_A = z_B + R_1 Q_1^2 + R_2 (Q_1 - 0,01)^2$$

Sustituyendo valores llegamos a dos posibles soluciones para el caudal  $Q_1$ , a saber:

$$Q_1 = 35,6 \text{ l/s y (2) } Q_1 = -16,7 \text{ l/s}$$

Solamente la primera es físicamente posible, por lo que el caudal que sube al depósito será posee  $Q_2 = Q_3 - Q_1 = 25,6 \text{ l/s}$ .

Efectuando cálculos similares al período diurno, llegaremos a que la altura piezométrica en el nudo J vale  $H_J = 94,11 \text{ mca}$ ; en el nudo P correspondiente a la población vale  $H_P = 93,878 \text{ mca}$ , y consecuentemente, la presión en este mismo punto vale, durante la noche,  $(P/\gamma)_P = 38,878 \text{ mca}$ , por lo que se concluye que durante la noche no es necesaria la acción de la VSP.

*b) Tarado de la VSP:*

Según los cálculos anteriores, hemos comprobado la necesidad de instalar un dispositivo de regulación, en este caso una VSP, para conseguir que una presión mínima de 30 mca a la entrada de la población, sean cuales sean las condiciones de consumo. Naturalmente, las peores condiciones para mantener dicha presión mínima corresponderán al mayor caudales (diurnos), cuyo valor es de 40 l/s.

La altura piezométrica mínima necesaria en el nudo J para conseguir una presión de 30 mca en el nudo P (entrada a la población), consumiendo ésta 40 l/s será:

$$H_J \geq H_J + R_3 Q_3^2 = z_J + \frac{P_{\min}}{\gamma} + R_3 Q_3^2 = 55 + 30 + 2323,88 \cdot 0,04^2 = 88,718 \text{ mca}$$

Si tenemos en cuenta que la cota del punto J es de 40 m, la presión mínima que deberemos conseguir en dicho nudo es de  $(P/\gamma)_J = 48,718 \text{ mca}$ . Este es precisamente el valor de la presión de tarado de la VSP actuando en el nudo J.

*c) Caudal que sube al depósito durante el día con la VSP instalada:*

Teniendo en cuenta los resultados del apartado anterior, si la altura piezométrica en el nudo J es de 88,718 mca, y la altura del depósito A es de 100 m, podemos calcular el caudal que circula por la tuberías principal según:

$$H_J = z_A - R_1 Q_1^2 \Rightarrow Q_1 = \sqrt{\frac{z_A - H_J}{R_1}} = \sqrt{\frac{100 - 88,718}{4647,76}} = 0,04927 \text{ m}^3/\text{s} = 49,27 \text{ l/s}$$

Si tenemos en cuenta que el caudal que consume la población durante el día es de 40 l/s, el caudal que subirá al depósito B es de  $Q_2 = 9,27 \text{ l/s}$ .

Con este caudal podemos calcular la pérdida de carga en la línea 2, que resultará ser 7,10 mca, por que la altura piezométrica en el nudo J, en el punto aguas abajo de la VSP será de :

$$H'_J = z_B + R_2 Q_2^2 = 40 + 7,10 = 47,10 \text{ mca}$$

La pérdida de carga en la VSP en el estado de regulación en que se encuentra, valdrá:

$$\Delta H_{VSP} = H_J - H'_J = 88,718 - 47,10 = 41,62 \text{ mca}$$

d) *Selección de la VSP más adecuada:*

Los parámetros de funcionamiento de la VSP son los siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H_{VSP} = 41,62 \text{ mca} \\ Q_v = 9,27 \text{ l/s} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta H_{VSP} = 4,16 \text{ kp/cm}^2 \\ Q_v = 33,37 \text{ m}^3/\text{h} \end{array} \right\} \Rightarrow K_v = \frac{Q}{\sqrt{\Delta H}} = 16,36 \frac{\text{m}^3/\text{h}}{(\text{kp/cm}^2)^{1/2}}$$

Tomando los datos del fabricante tenemos que:

VÁLVULA	Grado de apertura	Condición
<b>VSP 4" disco estándar</b>		
$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{205} = 0,08 = 8\%$	4,5 %	CAVITACIÓN
<b>VSP 3" disco estándar</b>		
$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{120} = 0,14 = 14\%$	7,0 %	CAVITACIÓN
<b>VSP 2" disco estándar</b>		
$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{50} = 0,33 = 33\%$	18,0 %	VÁLIDA
<b>VSP 4" con cierre en V</b>		
$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{150} = 0,11 = 11\%$	38,0 %	VÁLIDA
<b>VSP 3" con cierre en V</b>		
$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{60} = 0,27 = 27\%$	55,0 %	VÁLIDA

Considerando los posibles problemas de cavitación debidos a un grado de apertura pequeño, se han seleccionado como válidas tres posibles válvulas, de entre las que finalmente seleccionaremos la VSP de 4" con cierre en V, a la que le corresponde un valor  $K_{v,0} = 150 (\text{m}^3/\text{h})/(\text{kp/cm}^2)^{1/2}$

e) *Caudal nocturno que entra en el depósito B*

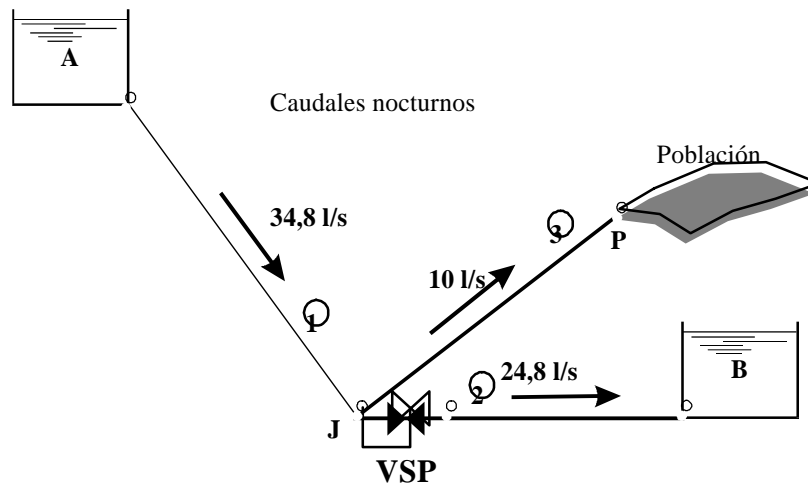
Durante la noche la VSP no actúa, por lo que estará totalmente abierta. Con todo, la VSP abierta provoca ciertas pérdidas localizadas, que podemos calcular a partir del valor de  $K_{v,0}$ :

$$K_{v,0} = \frac{Q(m^3/h)}{\sqrt{DH(kp/cm^2)}} \Rightarrow DH = \left( \frac{Q}{K_{v,0}} \right)^2 \Rightarrow DH = 5760 \cdot [Q(m^3/h)]^2$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los dos depósitos, obtenemos:

$$z_A = z_B + R_1 Q_{1,n}^2 + DH_v + R_2 (Q_{1,n} - 0,01)^2$$

Sustituyendo valores, obtenemos dos posibles soluciones para el caudal nocturno de la línea 1, a saber: (1)  $Q_{1,n} = 34,8$  l/s y (2)  $Q_{1,n} = -15,8$  l/s. Solamente el primero de ellos tiene sentido físico, de modo que el caudal que sube al depósito B durante la noche valdrá  $Q_{2,n} = 24,8$  l/s



Con esta configuración de caudales, la altura piezométrica en el nudo J resulta:

$$H_J = z_A - R_1 Q_{1,n}^2 = 100 - 4647,76 \cdot 0,0348^2 = 94,37 \text{ mca}$$

y la altura piezométrica en el nudo P:

$$H_P = H_J - R_3 Q_{3,n}^2 = 94,37 - 2323,88 \cdot 0,01^2 = 94,14 \text{ mca}$$

de forma que la presión en el nudo P resulta ser  $(P/\gamma)_{3,n} = 39,14 > 30$  mca.

Puesto que la presión aguas arriba de la VSP es superior a la presión de tarado, ésta permanecerá abierta durante la noche, provocando tan sólo una pérdida de carga de 3,54 mca.

f) *Posición de la VSP en situación diurna y nocturna:*

Como ya hemos comprobado en la momento de seleccionar el modelo de VSP, finalmente hemos optado por una VSP de 3" con cierre en V, que para las condiciones de funcionamiento diurno proporcionaba una relación:

$$\frac{K_v}{K_{v,0}} = \frac{16,36}{150} = 0,11 = 11\%$$

que corresponde a un grado de apertura del 38%.

Durante la noche, la VSP está abierta, de modo que:

$$\frac{K_v}{K_{v,0}}(\text{noche}) = 1 = 100\%$$

lo que corresponde a un grado de apertura del 100 %.

g) Si se precisa subir al depósito B un volumen diario de  $1200 \text{ m}^3$  ¿podrá el sistema satisfacer dicha demanda?

Durante el día, la población P consume  $40 \text{ l/s}$  durante 16 horas, y el caudal que sube al depósito B en estas condiciones es de  $9,27 \text{ l/s}$ , de modo que el volumen que llega al depósito B durante el día es de  $533,92 \text{ m}^3$ .

Durante la noche, el caudal que llega al depósito B es de  $24,8 \text{ l/s}$  durante 8 horas, de modo que el volumen de recarga nocturno es de  $714,24 \text{ m}^3$ .

El total de volumen que llega al depósito B en toda una jornada de 24 horas es de  $1248,16 \text{ m}^3$ , de forma que aún con la VSP instalada, se satisface la demanda del depósito B.

#### 6.4. Válvula limitadora de caudal (VLQ)

Uno de los posibles cometidos de las válvulas reductoras y sostenedoras de presión, como un elemento de control de los caudales servidos, a través de la acción de gobierno sobre las presiones.

La VLQ es un tipo de válvula automática que permite controlar el caudal que la atraviesa de forma directa, impidiendo que supere un valor conocido como *caudal de tarado*  $q_t$ .

Al igual que la VR, VRP y VSP, se trata de un elemento unidireccional que no admite el flujo en sentido inverso al previsto. Así, el caudal trasegado por la VLQ puede variar entre 0 y el valor de tarado  $q_t$ , dependiendo de las presiones del sistema.

En el instante en que el caudal alcanza el valor de tarado, la VLQ funciona en *modo activo*, provocando una pérdida de carga variable para mantener el valor del caudal.

En tanto el caudal trasegado sea menor que  $q_t$ , la VLQ permanece totalmente abierta, y actúa como un elemento resistente provocando una pérdida de carga  $h_v = R_0 q^2$ , donde  $R_0$  es la resistencia hidráulica correspondiente a un coeficiente de pérdidas  $k$ , contabilizado para la válvula totalmente abierta. Al igual que en caso de la VRP y VSP, el valor del coeficiente  $k$  está comprendido entre 4 y 10.

Así, podemos modelizar su comportamiento por medio de las ecuaciones siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} R \geq R_0 & \text{si } H_1 \geq H_2 + h_v \text{ ( } q = q_t \text{ )} \\ R = R_0 & \text{si } H_1 = H_2 + h_v \text{ ( } 0 < q < q_t \text{ )} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_1 < H_2 \text{ ( } q = 0 \text{ )} \end{array} \right.$$

donde  $h_v$  representa la pérdida de carga a válvula abierta para el caudal  $q$  en cuestión y  $q_i$  es el caudal de tarado.

## 7. VENTOSAS.

### 7.1. Introducción.

El aire se introduce en las conducciones a presión por motivos muy diversos, siendo el aire atrapado la causa de numerosos problemas. Uno de los más importantes es que la presencia de bolsas de aire puede originar presiones muy elevadas que pueden dar lugar incluso a la rotura de la instalación. Una posible solución para evitar estos picos de presión debidos a la presencia del aire es la utilización de ventosas (o válvulas de aire), las cuales permiten que el aire almacenado en la instalación escape libremente a la atmósfera.

El aire se acumula en las conducciones formando bolsas que pueden provocar una obstrucción parcial o total de la tubería, lo que incrementa notablemente las pérdidas de carga. Normalmente, el aire se acumula en los puntos altos de las conducciones, aunque también puede acumularse en otros puntos de la instalación.

Las ventosas son elementos que se colocan en los sistemas hidráulicos con dos objetivos fundamentales:

- Para la ventilación del sistema.
- Como dispositivo de protección frente a un posible golpe de ariete.

Por un lado, como elemento de ventilación de la red, las ventosas tienen básicamente dos funciones:

- Permitir la salida o entrada del aire en la tubería durante el llenado o vaciado de la misma.
- Posibilitar la expulsión del aire liberado durante el funcionamiento normal del sistema, impidiendo que el mismo se acumule en determinadas zonas de la instalación.

Por otro lado, como elemento de protección frente al golpe de ariete, la función principal de las ventosas es:

- Evitar las depresiones durante los transitorios, que en caso de ser muy severos, pueden provocar incluso el colapso de la tubería.

En cualquier caso, hay que tener presente que la presencia de ventosas no garantiza completamente la seguridad de la instalación. Una selección incorrecta, un funcionamiento defectuoso (derivado, por ejemplo, de un mantenimiento insuficiente) o un emplazamiento que no permita la salida de toda la masa de aire atrapado, pueden ser la causa de un problema que se suponía resuelto.

### 7.2. Principio de funcionamiento.

La ventosa se comunica con el exterior a través de un orificio de sección  $A_0$  por el que puede entrar y salir el aire. En el interior de la ventosa existe un flotador de volumen  $V_f$ , el cual puede subir o bajar cerrando o abriendo el orificio de salida. Lógicamente, el peso específico del flotador  $\gamma_f$  debe ser inferior al del agua  $\gamma$ . Llamaremos  $p_t$  a la presión manométrica en el interior de la conducción ( $p_d$  si existe depresión) y  $V_s$  al volumen de flotador sumergido en el agua.



El principio de funcionamiento de las ventosas puede explicarse fácilmente a partir del balance de fuerzas que actúan sobre el flotador, cuya resultante será la responsable de que el flotador baje y abra la ventosa o suba y la cierre. Básicamente, estas fuerzas son:

- El peso del flotador  $= \gamma_f \nabla_f$
- El empuje del agua  $= \gamma \nabla_s$
- El desequilibrio de presiones  $= p_t A_0$

Además de estas fuerzas, puede existir una “fuerza de adherencia” del flotador al orificio. Lógicamente, esta fuerza tan solo se manifiesta cuando la ventosa se encuentra cerrada y puede llegar a impedir la apertura de la ventosa en un momento dado (agarrotamiento). Se trata de una fuerza que puede tener un valor importante dependiendo de numerosos factores: mantenimiento, materiales utilizados y su estado de conservación, superficie de contacto, frecuencia de apertura de la ventosa, etc.

Otra fuerza que puede aparecer es la “fuerza de sustentación”, generada por el flujo de aire al incidir sobre la superficie del flotador cuando el aire está saliendo al exterior. Esta fuerza puede llegar a provocar el cierre indeseado de la ventosa antes de haber expulsado todo el aire, dejando una peligrosa bolsa de aire en el interior de la tubería. Dicha fuerza depende de varios factores: velocidad de paso del aire al cuadrado, sección del flotador, forma de la ventosa, etc. Algunos fabricantes proporcionan el caudal máximo que puede evacuar una ventosa sin provocar el cierre prematuro de ésta, o lo que es lo mismo, la presión máxima a la que puede ser expulsado el aire, puesto que el caudal de aire expulsado y la presión están relacionados para una ventosa dada.

Cuando la ventosa se encuentra cerrada y la presión en la tubería es superior a la atmosférica, el descenso del flotador y la apertura de la ventosa se producirá cuando el peso del flotador sea superior a la suma del empuje del agua más la fuerza resultante del desequilibrio de presiones, es decir, la ventosa abrirá y comenzará a expulsar aire cuando se verifique  $\gamma_f \nabla_f > \gamma \nabla_s + p_t A_0$ .

En cualquier caso, como mínimo, la ventosa deberá ser capaz de abrir cuando se encuentra totalmente llena de aire. En esta situación desaparece el empuje del agua ( $\nabla_s = 0$ ) y para que el flotador descienda se debe cumplir  $\gamma_f \nabla_f > p_t A_0$ . Esta condición marca el límite para que se produzca la apertura de la ventosa. En caso contrario, el flotador nunca descenderá y, por tanto, la ventosa nunca abrirá.

Analizando la desigualdad anterior, se observa que el peso del flotador (y, en consecuencia, su tamaño, puesto que el peso específico del flotador  $\gamma_f$  está limitado por el peso específico del agua  $\gamma$ ) vendrá condicionado por la presión de trabajo y por el área del orificio. Así pues, si se pretende aumentar alguna de estas variables se deberá incrementar el peso del flotador (y su volumen) para que la ventosa pueda abrir. Por ejemplo, para expulsar grandes cantidades de aire será necesario un orificio de grandes dimensiones pero, si el orificio de salida es grande, la presión de trabajo no podrá ser muy elevada, a no ser que el volumen del flotador sea enorme.

Una vez la ventosa ha abierto, el flotador desciende hasta quedar sobre su apoyo y el aire sale libremente al exterior a través del orificio de sección  $A_0$ . Cuando la ventosa comienza a llenarse de nuevo con agua, sobre el flotador empieza a actuar el empuje  $\gamma \nabla_s$  en sentido ascendente. Cuando el empuje es superior al peso del flotador ( $\gamma \nabla_s > \gamma_f \nabla_f$ ), éste asciende hasta apoyar sobre el orificio de salida y cerrar así la ventosa. Una vez cerrada, la presión existente en la tubería ayuda a mantenerla cerrada con una fuerza adicional  $p_t A_0$ , además del empuje del agua y de la anteriormente comentada fuerza de adherencia.

Por último, si la presión en la tubería es inferior a la atmosférica (depresión) y la ventosa se encuentra cerrada (completamente llena de agua), la apertura de la misma se producirá cuando el peso del flotador junto con la fuerza originada por la citada depresión (sentido descendente) superen el empuje del agua ( $\gamma_f \nabla_f + p_d A_0 > \gamma \nabla_s$ ). Además, hay que considerar también la ya comentada fuerza de adherencia, la cual puede generar importantes problemas a la hora de abrir la ventosa. En cualquier caso, una vez la ventosa ha abierto, desaparecen la fuerza originada por el desequilibrio de presiones y la fuerza de adherencia, con lo que la ventosa permanecerá abierta y admitiendo aire hasta que cambien las condiciones de funcionamiento.

Así pues, el funcionamiento de las ventosas durante los procesos de llenado y vaciado de la instalación es, según lo visto anteriormente, muy sencillo.

Durante el llenado de la conducción, puesto que inicialmente la tubería está completamente llena de aire, el flotador de la ventosa se encuentra sobre su apoyo liberando así el orificio de salida y permitiendo la expulsión del aire hasta el momento en el que la columna de agua llega a la posición de la ventosa y el empuje sobre el flotador hace que éste ascienda cerrando la ventosa.

En el proceso de vaciado de la instalación, al abrir las válvulas de desagüe se genera una depresión en la tubería haciendo que el flotador descienda, abriéndose de esta forma la ventosa y permitiendo así la entrada de aire en la conducción a la vez que el agua va saliendo de la misma.

### 7.3. Clasificación de las ventosas.

Una primera clasificación de las ventosas viene dada por las dos funciones básicas que realizan estos dispositivos. Por un lado, las ventosas de gran orificio son las que permiten la salida o entrada de aire durante el llenado o vaciado de la tubería y, por otro lado, las ventosas de pequeño orificio o purgadores son las encargadas de expulsar el aire durante la operación normal del sistema.

Conviene recordar que un simple tubo vertical comunicado con la atmósfera puede realizar la misma función que las ventosas y, además, con mayor fiabilidad. Lógicamente, el problema estriba en la altura que deberá tener dicho tubo, puesto que deberá estar por encima de la altura piezométrica de la instalación en dicho punto para que durante el funcionamiento normal no esté saliendo agua continuamente.

#### *Ventosas de gran orificio.*

Las ventosas de gran orificio, como su propio nombre indica, tienen un orificio de salida de grandes dimensiones (generalmente del mismo diámetro que la conexión a la tubería) para permitir la circulación de grandes cantidades de aire. Fundamentalmente, se utilizan durante el llenado y vaciado de la red.

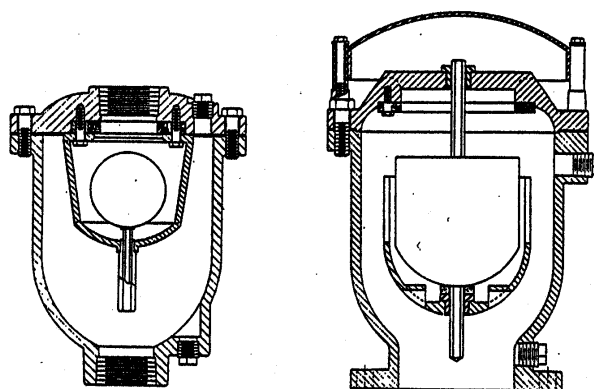


Figura 6.18. Ventosas de gran orificio.

Como cualquier otra ventosa, dispone de un flotador que baja por gravedad cuando el cuerpo de la ventosa se llena de aire o cuando la presión en la tubería es negativa, siempre y cuando se verifiquen los balances de fuerzas anteriormente comentados.

Por el contrario, cuando se llena de agua, el empuje hace que el flotador ascienda y tapone el orificio de salida. Hay que indicar que una vez la ventosa haya cerrado y la conducción se encuentre presurizada, no volverá a abrir hasta que vuelva a generarse una depresión. Así pues, como elementos para la expulsión del aire tan solo son válidos durante el llenado de la instalación.

Efectivamente, durante el funcionamiento normal (cuando el sistema está presurizado) la ventosa de gran orificio no puede abrir como consecuencia del tamaño del orificio y de las dimensiones del flotador. Para poder evacuar grandes cantidades de aire, el tamaño del orificio debe ser importante pero, en este caso, la fuerza  $p_t A_0$  es muy elevada y, por tanto, será necesario un flotador de enormes dimensiones:

$$\left. \begin{array}{l} p_t = 4 \text{ Kp/cm}^2 \\ d_0 = 100 \text{ mm} \\ \gamma_f = 750 \text{ Kp/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow \forall_f > \frac{p_t A_0}{\gamma_f} = 0,42 \text{ m}^3 \rightarrow D_f > 0,93 \text{ m}$$

Es decir, para que la ventosa abriera con una presión en la tubería  $p_t = 4 \text{ Kp/cm}^2$ , el volumen mínimo del flotador sería  $\forall_f = 0,42 \text{ m}^3$ , lo cual se corresponde con una enorme esfera de casi 1 metro de diámetro (0,93 m).

El mismo ejemplo puede analizarse también desde el punto de vista contrario, esto es, dado un tamaño de flotador y un diámetro del orificio de salida, queda fijada la presión máxima a la que puede abrir la ventosa:

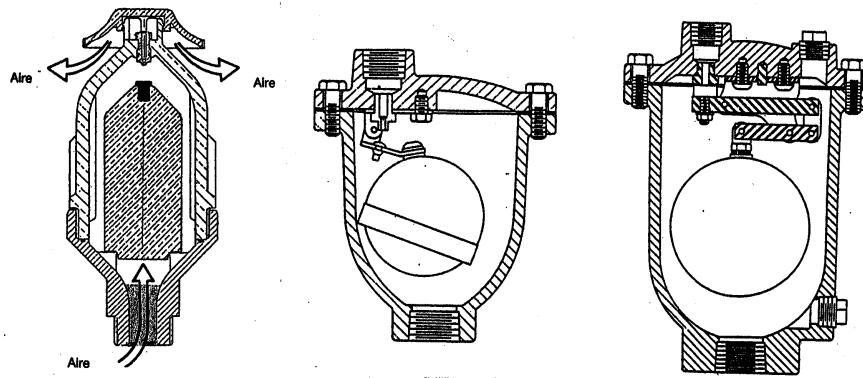
$$\left. \begin{array}{l} D_f = 20 \text{ cm} \\ d_0 = 100 \text{ mm} \\ \gamma_f = 750 \text{ Kp/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow p_t < \frac{\gamma_f \forall_f}{A_0} = 0,04 \text{ Kp/cm}^2$$

Esto significa que con presiones superiores a  $0,04 \text{ Kp/cm}^2$  (0,4 mca) la ventosa será incapaz de abrir con lo que, en funcionamiento normal, siempre estará cerrada, incluso aunque la cámara se encuentre totalmente llena de aire.

Por ello, además de las ventosas de gran orificio, válidas para el llenado y vaciado de la conducción, será necesario instalar algún dispositivo que permita evacuar el aire acumulado cuando el sistema está presurizado, esto es, una ventosa de pequeño orificio o purgador.

#### *Ventosas de pequeño orificio o purgadores.*

En las ventosas de pequeño orificio, también denominadas automáticas o purgadores, éste tiene unas dimensiones muy reducidas, precisamente para poder abrir cuando el sistema está presurizado. Es importante no confundir el diámetro del orificio de salida, el cual es el verdaderamente importante en lo que se refiere a la cantidad de aire expulsado por el purgador, con el diámetro de la conexión a la tubería (normalmente  $\frac{1}{2}$ " como mínimo) ni con el diámetro del conducto que en ocasiones se conecta a la salida de la ventosa. Como ya se ha indicado, la función principal de este tipo de ventosas consiste en expulsar las pequeñas cantidades de aire que se acumulan en las tuberías durante el funcionamiento normal de la instalación.



*Figura 6.19. Ventosas de pequeño orificio o purgadores.*

Para aumentar la fuerza generada por el peso del flotador y utilizar así flotadores de menor tamaño, algunos purgadores disponen de una palanca (ver Figura 6.19) que une el flotador con el dispositivo que cierra el orificio.

El aire va acumulándose en el purgador de manera que el empuje que realiza el agua sobre el flotador va disminuyendo. Cuando la cantidad de aire es suficiente, el peso del flotador es superior al resto de fuerzas ascendentes ( $\gamma_f \nabla_f > \gamma \nabla_s + p_t A_0$ ), con lo que la ventosa abre y empieza a expulsar aire a la presión de trabajo. Conforme va saliendo el aire, el purgador va llenándose de nuevo con agua y cuando el empuje del agua es superior al peso del flotador ( $\gamma \nabla_s > \gamma_f \nabla_f$ ) se produce el cierre del purgador.

Si se pretende que el purgador abra a la presión de trabajo y que el flotador no sea de unas dimensiones excesivas, el orificio de salida deberá ser muy pequeño:

$$\left. \begin{array}{l} p_t = 4 \text{ Kp/cm}^2 \\ D_f = 60 \text{ mm} \\ \gamma_f = 750 \text{ Kp/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow A_0 < \frac{\gamma_f \nabla_f}{p_t} = 2,12 \text{ mm}^2 \rightarrow d_0 < 1,64 \text{ mm}$$

Es decir, el purgador abrirá con una presión de trabajo  $p_t = 4 \text{ Kp/cm}^2$  siempre y cuando la sección del orificio sea inferior a  $2,12 \text{ mm}^2$ , esto es, el diámetro máximo del orificio puede ser  $1,64 \text{ mm}$ . Lógicamente, un orificio tan pequeño limita considerablemente la cantidad de aire que puede expulsar la ventosa, pero un purgador con palanca puede

incrementar la fuerza del flotador entre 4 y 6 veces con lo que la sección mínima del orificio se incrementa en la misma proporción.

También puede calcularse, para un purgador dado, la presión máxima a la que abrirá en función del tamaño del flotador y del orificio de salida:

$$\left. \begin{array}{l} D_f = 60 \text{ mm} \\ d_0 = 2 \text{ mm} \\ \gamma_f = 750 \text{ Kp/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow p_t < \frac{\gamma_f \nabla_f}{A_0} = 2,7 \text{ Kp/cm}^2$$

Si el diámetro del orificio de salida fuera más pequeño, la máxima presión a la cual el purgador podría expulsar aire sería mayor:

$$\left. \begin{array}{l} D_f = 60 \text{ mm} \\ d_0 = 1,5 \text{ mm} \\ \gamma_f = 750 \text{ Kp/m}^3 \end{array} \right\} \rightarrow p_t < \frac{\gamma_f \nabla_f}{A_0} = 4,8 \text{ Kp/cm}^2$$

Lógicamente, cuanto mayor sea la presión de trabajo, menor deberá ser el tamaño del orificio, puesto que la otra opción sería un flotador de gran peso, pero como el peso específico del flotador está limitado por el peso específico del agua ( $\gamma_f < \gamma$ ), se necesitaría un flotador de gran volumen.

#### *Ventosas unidireccionales.*

Son aquellas que sólo permiten el paso del aire en una única dirección. Su construcción es similar a las de gran orificio ya descritas siendo una variante de éstas. Existen básicamente dos tipos: ventosas de vacío y abductores.

Las ventosas de vacío se utilizan en aquellas situaciones en que necesariamente debe haber una presión negativa en la tubería, como por ejemplo en la aspiración de una bomba centrífuga de eje horizontal o en el punto alto de un sifón, puntos en los que para su cebado el aire debe ser expulsado. Su construcción es muy similar a las de gran orificio, sólo que en este caso el mismo o un segundo flotador obtura el orificio de entrada desde la tubería cuando la ventosa se vacía, impidiendo así que el aire entre en la instalación.

El funcionamiento de los abductores es el contrario al de las ventosas de vacío. Éstos son capaces de admitir grandes cantidades de aire pero impiden su evacuación, evitando así los transitorios que pueden provocarse cuando se produce una rápida salida de aire y un cierre brusco de la ventosa. También tiene la misma estructura que las ventosas de gran orificio, pero aquí un muelle obliga al flotador a estar en posición cerrada.

#### *Ventosas monofuncionales, bifuncionales y trifuncionales.*

Las ventosas también pueden clasificarse según las funciones que realicen:

- Ventosas monofuncionales son las que únicamente realizan una de las tres funciones descritas anteriormente (admisión, expulsión o purga). Los purgadores y las ventosas unidireccionales corresponden a este grupo.
- Ventosas bifuncionales son aquellas que permiten la admisión y expulsión del aire, es decir, coinciden con las ya comentadas ventosas de gran orificio.
- Ventosas trifuncionales son las que pueden realizar las tres funciones (admisión, expulsión y purga durante el funcionamiento normal). Pueden encontrarse con

un único cuerpo o con dos cuerpos conectados entre sí (combinación de una ventosa de gran orificio y un purgador).

#### 7.4. Modelación de las ventosas.

Para la modelación del comportamiento de las ventosas suele hacerse una analogía entre el flujo de aire a través de una ventosa y el flujo isoentrópico en toberas (Wylie y Streeter, 1982; Chaudhry, 1987).

Cuando la presión diferencial es pequeña, la velocidad del aire es inferior a la velocidad del sonido y se tiene flujo subsónico. Si la presión diferencial aumenta, llega un momento en el que se alcanzan las condiciones de flujo sónico, es decir, la velocidad del aire coincide con la velocidad del sonido. En estas condiciones se verifica:

$$\frac{p_2^*}{p_1^*} = \left( \frac{2}{k+1} \right)^{\frac{k}{k-1}} = 0,528 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{p_1^*}{p_2^*} = 1,893 \quad (6.1)$$

siendo  $k$  el exponente adiabático de la evolución ( $k = 1,4$  para el aire).

Para valores de  $p_1^*$  superiores la citada relación debe mantenerse constante para que en la boquilla el flujo siga siendo sónico, puesto que en una tobera convergente no puede existir flujo supersónico. Al mantenerse la relación e ir aumentando  $p_1^*$ , la presión en la boquilla irá aumentando también, de manera que será mayor que la presión a la salida, por lo que el flujo sufrirá una expansión brusca desde la boquilla hasta el exterior. A este fenómeno se le denomina “bloqueo sónico”.

A partir del flujo en toberas es posible determinar las ecuaciones características que caracterizan el funcionamiento de las ventosas (Wylie y Streeter, 1982), tanto en la fase de admisión como de expulsión.

Durante la fase de admisión ( $p_t^* < p_{atm}^*$ ), mientras la presión en el interior de la tubería está por encima del valor  $p_t^* > 0,528 \cdot p_{atm}^*$ , el flujo es subsónico y el caudal (tanto el volumétrico como el másico) aumenta conforme la presión en la tubería  $p_t^*$  disminuye. Para presiones inferiores al valor  $p_t^* \leq 0,528 \cdot p_{atm}^*$  (cuando hay una mayor depresión en la tubería) el flujo se bloquea, y tanto el caudal volumétrico como el másico se mantienen constantes (la ventosa ya no admite más cantidad de aire).

Llamando  $A_{adm}$  a la sección de admisión de la ventosa y  $C_{adm}$  al coeficiente de admisión característico de la misma (siempre  $C_{adm} < 1$ ), se tienen las siguientes expresiones para determinar el caudal másico que admite la ventosa:

cuando  $p_{atm}^* > p_t^* > 0,528 \cdot p_{atm}^*$

$$\frac{dm}{dt} = C_{adm} A_{adm} \sqrt{7 p_{atm}^* \rho_{atm} \left[ \left( \frac{p_t^*}{p_{atm}^*} \right)^{1,4286} - \left( \frac{p_t^*}{p_{atm}^*} \right)^{1,714} \right]} \quad (6.2)$$

cuando  $p_t^* \leq 0,528 \cdot p_{atm}^*$

$$\frac{dm}{dt} = C_{adm} A_{adm} \frac{0,686}{\sqrt{RT_{atm}}} p_{atm}^* = cte \quad (6.3)$$

Por otro lado, durante la fase de expulsión ( $p_t^* > p_{atm}^*$ ), mientras la presión en la tubería  $p_t^* < 1,893 \cdot p_{atm}^*$  el flujo es subsónico, aumentando el caudal másico y el volumétrico al incrementarse la presión  $p_t^*$ . Sin embargo, cuando la presión en el interior de la tubería aumenta de tal forma que  $p_t^* \geq 1,893 \cdot p_{atm}^*$  el flujo pasa a ser sónico, y en este caso el caudal

volumétrico permanece constante (siempre que la temperatura en la tubería se mantenga constante, lo cual se suele adoptar como hipótesis), aunque no sucede lo mismo con el caudal másico, el cual se incrementa puesto que al aumentar la presión en la tubería  $p_t^*$  aumenta también la densidad  $\rho_t$ .

Llamando ahora  $A_{exp}$  a la sección de expulsión de la ventosa y  $C_{exp}$  al coeficiente de expulsión característico de la misma (también es siempre inferior a la unidad,  $C_{exp} < 1$ ), las expresiones para determinar el caudal másico que expulsa la ventosa son:

cuando  $p_{atm}^* < p_t^* < 1,893 \cdot p_{atm}^*$

$$\frac{dm}{dt} = C_{exp} A_{exp} p_t^* \sqrt{\frac{7}{RT_t} \left[ \left( \frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{1,4286} - \left( \frac{p_{atm}^*}{p_t^*} \right)^{1,714} \right]} \quad (6.4)$$

cuando  $p_t^* \geq 1,893 \cdot p_{atm}^*$

$$\frac{dm}{dt} = C_{exp} A_{exp} \frac{0,686}{\sqrt{RT_t}} p_t^* \quad (6.5)$$

### 7.5. Curva característica de una ventosa.

Los fabricantes de ventosas presentan generalmente la relación entre el caudal de aire admitido o expulsado y la diferencia de presiones entre el interior y el exterior en forma gráfica. Es lo que se conoce como la curva característica de la ventosa. Esta curva se obtiene de un ensayo de la misma en todas las posibles regiones de funcionamiento. A partir de dichas curvas es posible obtener unas sencillas expresiones matemáticas que, para cada ventosa, relacionen el caudal de aire con la diferencia de presiones.

En las Figuras 6.20 y 6.21 aparecen representadas las curvas características de una ventosa de gran orificio y otra de pequeño orificio respectivamente. En el eje de abscisas se representa el caudal volumétrico referido a las condiciones estándar (o también llamadas normales), es decir, a la presión atmosférica y temperatura ambiente (este caudal en condiciones normales es directamente proporcional al caudal másico), y en el eje de ordenadas se representa la diferencia de presiones  $\Delta p$  entre el interior y el exterior.

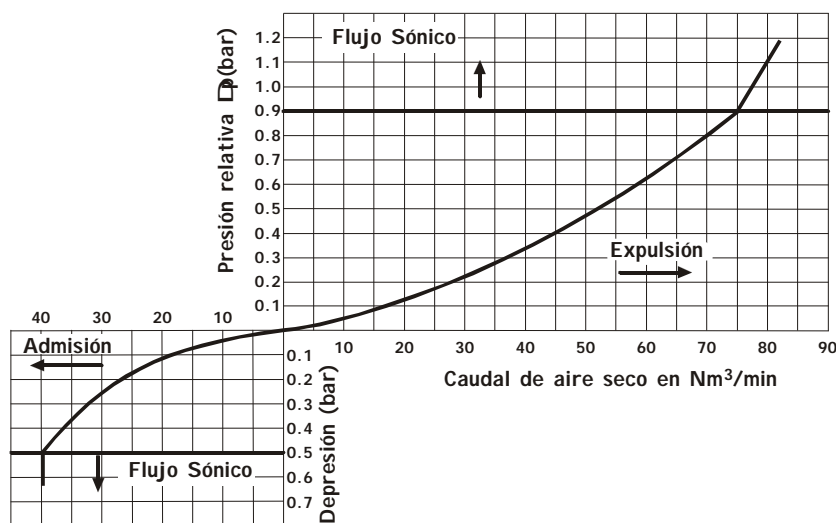


Figura 6.20. Curva característica de una ventosa de gran orificio.

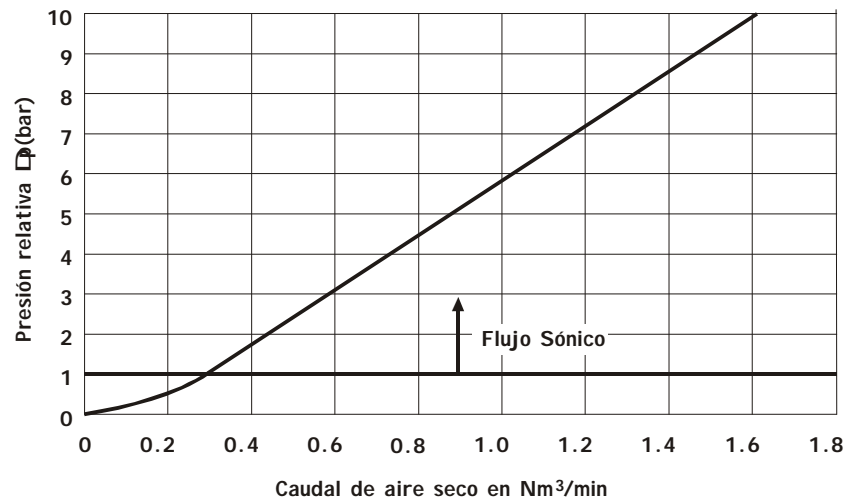


Figura 6.21. Curva característica de una ventosa de pequeño orificio.

Hay que ser prudentes con las curvas características que proporcionan los fabricantes en los catálogos, puesto que algunos ensayos realizados, entre otros, por el Council for Scientific and Industrial Research - South Africa en 1989 o por Leslie J. Blum para el U.S. Bureau of Reclamation en 1994, presentan ciertas discrepancias (en algunos casos importantes) entre los datos que facilitan los fabricantes y los resultados obtenidos en los citados ensayos. En la Universidad Politécnica de Valencia también se realizaron en 1998 ensayos de un gran número de ventosas de gran orificio obteniendo resultados similares, es decir, importantes discrepancias entre las medidas realizadas y los datos de catálogo.

Otro problema que presentan las ventosas es el cierre indeseado antes de tiempo, como consecuencia de la “fuerza de sustentación” que genera el aire sobre el flotador cuando está siendo expulsado. Esta fuerza en sentido ascendente, cuando la velocidad de expulsión del aire es elevada, puede llegar a vencer el peso del flotador y cerrar la ventosa, dejando una peligrosa bolsa de aire en el interior de la conducción que podrá comprimirse y originar presiones elevadas. Este fenómeno es conocido como “cierre dinámico” y, generalmente, el fabricante no suele dar información al respecto.

Tanto en la fase de expulsión como en la de admisión, la ventosa puede funcionar en la zona subsónica o sónica según sea la presión existente en el interior de la tubería:

Tabla 6.1. Zonas de funcionamiento de una ventosa.

EXPULSIÓN			
Flujo subsónico	$p_t^*/p_{atm}^* < 1,893$	$p_t^* < 1,918 \text{ bar}$	$\Delta p < 0,9 \text{ bar}$
Flujo sónico	$p_t^*/p_{atm}^* \geq 1,893$	$p_t^* \geq 1,918 \text{ bar}$	$\Delta p \geq 0,9 \text{ bar}$
ADMISIÓN			
Flujo subsónico	$p_t^*/p_{atm}^* > 0,528$	$p_t^* > 0,535 \text{ bar}$	$\Delta p < 0,48 \text{ bar}$
Flujo sónico	$p_t^*/p_{atm}^* \leq 0,528$	$p_t^* \leq 0,535 \text{ bar}$	$\Delta p \geq 0,48 \text{ bar}$

Las curvas características de las ventosas, obtenidas experimentalmente en los ensayos, suelen ajustarse bastante bien a las sencillas expresiones que se detallan a continuación (Grupo Mecánica de Fluidos, 1996):

#### **EXPULSIÓN**



Flujo subsónico (presión diferencial  $\Delta p < 0,9$  bar):

$$Q(\text{std}) = c_{\text{exp}} \sqrt{\Delta p \cdot p_t^*} \quad \Delta p = p_t^* - p_{\text{atm}}^* \quad (6.6)$$

Flujo sónico (presión diferencial  $\Delta p \geq 0,9$  bar):

$$Q(\text{std}) = K \cdot p_t^* \quad (6.7)$$

### **ADMISIÓN**

Flujo subsónico (depresión  $\Delta p < 0,48$  bar):

$$Q(\text{std}) = c_{\text{adm}} \sqrt{\Delta p \cdot p_{\text{atm}}^*} \quad \Delta p = p_{\text{atm}}^* - p_t^* \quad (6.8)$$

Flujo sónico (depresión  $\Delta p \geq 0,48$  bar):

$$Q(\text{std}) = K' \quad (6.9)$$

Los coeficientes  $c_{\text{exp}}$ ,  $K$ ,  $c_{\text{adm}}$  y  $K'$  pueden determinarse fácilmente a partir de las curvas características dadas por los fabricante. Lógicamente, dependen del tamaño y características constructivas de las ventosas y, por supuesto, también de las unidades empleadas (no son coeficientes adimensionales).

### **7.6. Las ventosas de gran orificio en el llenado y vaciado de conducciones.**

Obviamente, las tuberías se encuentran totalmente vacías cuando se instalan por primera vez, de manera que deberán llenarse de agua. Por otra parte, para realizar trabajos de mantenimiento, limpieza o reparaciones, las tuberías deberán vaciarse y, una vez terminados los trabajos, deberán llenarse de nuevo. Así pues, el llenado y vaciado de las conducciones son operaciones habituales que se repiten periódicamente y que deben estar previstas en la etapa de diseño para evitar problemas posteriores. Durante el proceso de llenado debe permitirse la salida del aire para evitar sobrepresiones y durante el vaciado debe dejarse entrar el aire para evitar depresiones.

La expulsión del aire durante la operación de llenado de una conducción se realiza, generalmente, a través de las ventosas de gran orificio distribuidas a lo largo de la instalación, las cuales deberán colocarse en todos aquellos puntos donde pueda quedar aire atrapado (el ejemplo más evidente lo constituyen los puntos altos del perfil).

El dimensionado correcto de la ventosa en la fase de expulsión no es una tarea fácil. Si el orificio de salida es demasiado pequeño, la ventosa no será capaz de expulsar la cantidad suficiente de aire y éste se comprimirá dentro de la tubería dando lugar a importantes sobrepresiones que pueden ser perjudiciales para la instalación. Por otro lado, si el orificio es demasiado grande, el aire se expulsa con mucha rapidez y, en consecuencia, la columna de agua alcanza una gran velocidad. Cuando el agua llega a la posición de la ventosa, ésta cierra bruscamente generando un golpe de ariete que puede ser muy peligroso.

En consecuencia, la elección del tamaño de la ventosa a colocar para que el funcionamiento durante el proceso de llenado sea el correcto debe realizarse con sumo cuidado, pues tanto una ventosa demasiado pequeña como una demasiado grande pueden provocar graves problemas.

En definitiva, el dimensionado de la ventosa de gran orificio para el llenado de conducciones deberá realizarse de forma que se permita la salida del aire pero limitando la velocidad del agua a un valor que produzca un golpe de ariete aceptable cuando la columna de agua choca contra la ventosa cerrada. Una vez se ha estimado el máximo caudal que debe evacuar y fijada la máxima presión que se quiere permitir dentro de la conducción

durante el proceso de llenado (normalmente alrededor de unos 3 mca), utilizando las curvas características de las ventosas se selecciona aquella que mejor se ajuste a las especificaciones indicadas.

En cuanto a la operación de vaciado de una conducción, ésta se realiza mediante válvulas de vaciado colocadas en los puntos bajos del perfil junto con ventosas de gran orificio situadas en los puntos altos de la conducción. Si no se permitiera la entrada de aire, al abrir las válvulas de vaciado se produciría una depresión en la tubería que podría incluso provocar el colapso de la misma. Lógicamente, el caudal de agua que sale por las válvulas de vaciado debe ser repuesto con idéntico caudal de aire entrando a través de las ventosas de gran orificio.

Así pues, el dimensionado de la ventosa de gran orificio para el vaciado de la conducción deberá realizarse de tal forma que el orificio permita la entrada suficiente de aire para que no se produzca una depresión importante en el interior de la tubería, lo cual podría ocasionar el colapso de la misma. Generalmente, se dimensiona con depresiones en torno a 3 mca. Téngase en cuenta que con depresiones mayores la cantidad de aire admitido prácticamente ya no aumenta y por encima de los 5 mca se produce el “bloqueo sónico” con lo que el caudal se mantiene constante (ver la curva característica de cualquier ventosa), por lo que no tiene mucho sentido trabajar con depresiones más grandes incluso aunque la conducción fuera capaz de soportarlas. Con esa diferencia de presión y con el caudal de aire que debe admitir para suplir el caudal de agua que sale por la válvula de vaciado, se selecciona la ventosa más adecuada.

#### *Dimensionado de ventosas de gran orificio.*

Las ventosas de gran orificio deben seleccionarse adecuadamente para evitar problemas durante su funcionamiento. Tal y como se ha visto, interesa una elevada capacidad de admisión para limitar la depresión y una capacidad de expulsión controlada para evitar golpes de ariete indeseados.

El dimensionado de ventosas de gran orificio para el llenado y vaciado de una conducción requiere, por un lado, la estimación del máximo caudal que debe expulsar durante el llenado de forma que el golpe de ariete provocado sea admisible y, por otro, la determinación del mínimo caudal que debe admitir durante el vaciado para evitar depresiones excesivas. Con estos dos caudales y una diferencia de presión en torno a los 3÷3,5 mca se acudirá a las curvas características proporcionadas por los fabricantes y se seleccionará la ventosa que mejor se ajuste a dichas especificaciones.

Por supuesto, si la capacidad de admisión o expulsión de aire es tan elevada que no se puede alcanzar con una sola ventosa, podrán instalarse varias en paralelo. En el caso de que la capacidad de descarga deseada sea menor, siempre se puede estrangular el paso de aire mediante una válvula manual situada a la salida de la ventosa.

### **7.7. Los purgadores.**

La misión de las ventosas de pequeño orificio (o purgadores) consiste en evacuar las pequeñas burbujas de aire que se liberan durante el funcionamiento normal de las instalaciones. Por tanto, estos elementos permiten la salida de pequeñas cantidades de aire a la presión de trabajo de la conducción.

El orificio de salida debe tener un diámetro tal que sea capaz de expulsar el aire acumulado y que a su vez permita la apertura de la ventosa a la presión de trabajo. Un orificio muy grande con una presión elevada en el interior de la conducción daría lugar a que el flotador no pueda descender y la ventosa no abra nunca, por lo no será capaz de

expulsar el aire acumulado. Por ello, para realizar esta función es necesario lo que se conoce como ventosa de pequeño orificio o purgador.

A la hora de dimensionar el purgador, en primer lugar, se debe determinar la presión de trabajo. Esta presión será la que exista en la tubería en el punto donde se va a colocar el purgador y coincidirá con la presión diferencial puesto que la presión exterior es la atmosférica. Seguidamente se estimará el caudal máximo de aire a evacuar. Normalmente, el caudal que el purgador deberá evacuar será como máximo la cantidad total de aire disuelto en el agua a la temperatura de trabajo, lo cual supone que todo el aire disuelto se libera con lo que estaremos del lado de la seguridad.

A partir de las ecuaciones vistas anteriormente, válidas para modelar una ventosa en su fase de expulsión, puede determinarse el diámetro mínimo de orificio necesario en función del caudal que debe evacuar la ventosa y de la presión existente en el interior de la tubería. En el caso de flujo sónico (los purgadores trabajarán en la zona sónica cuando la diferencia de presiones sea superior a 0,9 bar, es decir, prácticamente siempre), la ecuación correspondiente puede escribirse como:

$$Q = \text{cte} \cdot A_{\text{exp}} \cdot p_t^* \quad (6.10)$$

y sustituyendo valores:

$$Q(\text{Nm}^3/\text{min}) = 0,007912 \cdot d(\text{mm})^2 \cdot p_t^*(\text{bar}) \quad (6.11)$$

donde  $Q$  es el caudal de aire en condiciones normales,  $d$  es el diámetro del orificio y  $p_t^*$  es la presión absoluta en el interior de la tubería.

Una vez conocido el caudal de aire a evacuar y la presión de trabajo de la tubería, utilizando la ecuación anterior puede determinarse fácilmente el diámetro mínimo del orificio del purgador necesario para cumplir con las especificaciones impuestas.

En la práctica, el cálculo de los purgadores es todavía más sencillo y ni siquiera es necesario utilizar la expresión anterior, puesto que los fabricantes suelen suministrar gráficas que relacionan la presión diferencial y el caudal de aire a evacuar. Simplemente hay que buscar en dichas gráficas, para la presión de trabajo, el diámetro nominal del purgador más pequeño que es capaz de evacuar el caudal de aire requerido.

### 7.8. Instalación y mantenimiento.

Las ventosas deben instalarse en lugares de fácil acceso que permitan su inspección y mantenimiento de forma sencilla. No obstante, hay que prevenir que nadie pueda aprovecharse de este fácil acceso para utilizarlas como salida de agua para diferentes usos. En estos casos, lo menos importante son las posibles pérdidas de agua, puesto que lo realmente preocupante es la inutilización de la ventosa, lo cual impedirá su correcto funcionamiento cuando éste sea necesario.

En cualquier caso, para la correcta instalación de las ventosas se recomienda la colocación de una válvula manual (normalmente de bola) antes de las mismas, para así poder desmontarlas en caso de reparación o comprobación sin necesidad de tener que parar la instalación.

Asimismo, es también recomendable la instalación de un tubo de drenaje a la salida de la ventosa, para de esta forma evitar ruidos molestos y canalizar la salida de aire o agua. Lógicamente, las ventosas deben situarse siempre en posición vertical y en la parte superior de la tubería.

Cuando la localización de la ventosa está próxima a una salida de agua como puede ser un grifo, un hidrante, una boca de riego, etc., puede ser interesante la instalación de ambos

elementos conjuntamente. Es este caso, la ventosa deberá instalarse directamente en el tramo vertical recto con objeto de permitir una correcta salida del aire, mientras que el otro elemento se instalará en una derivación del tramo vertical, y no al revés.

En el caso de que la ventosa se encuentre alojada en algún tipo de caseta o arqueta, ésta deberá estar convenientemente ventilada para evitar así problemas de contrapresiones (es decir, depresiones o sobrepresiones cuando se encuentre, respectivamente, admitiendo o expulsando aire).

Para evacuar grandes cantidades de aire una ventosa convencional puede resultar insuficiente. En estos casos, una posible solución puede ser colocar en la propia tubería un elemento para retener el aire en forma de un recipiente y con la ventosa situada en su parte superior. En dicho recipiente se reduce notablemente la velocidad (debido a su gran sección en comparación con la tubería), lo cual permite que el aire vaya acumulándose en la parte superior del mismo y vaya siendo evacuado gradualmente a través de la ventosa.

Un mantenimiento adecuado es el principal requisito para el correcto funcionamiento de las ventosas. Puesto que las ventosas son elementos totalmente automáticos, en principio, podría parecer que pueden permanecer durante largos periodos de tiempo sin ser inspeccionadas. Sin embargo, hay que decir que cualquier deficiencia en el comportamiento de la ventosa podría no detectarse durante mucho tiempo y únicamente se percibiría su estado defectuoso cuando tuviera que actuar siendo, obviamente, demasiado tarde.

Es por ello por lo que debe establecerse un estricto programa de mantenimiento en el que todas las ventosas del sistema deberán ser inspeccionadas periódicamente. Dicho programa de mantenimiento consiste básicamente en la limpieza de las partes internas y la comprobación del correcto estado del flotador y juntas de cierre, así como también la verificación del correcto funcionamiento de la ventosa en general.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Abreu, J.M., Guarga, R., Izquierdo, J. (1995). Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Albertson, M.L., Andrews, J.S. (1971). "*Transients caused by air release*". Control of flow in closed conduits (editado por J.P. Tullis). Colorado State University. Fort Collins. Colorado (EEUU).
- Blum, L.J. (1994). "*Laboratory tests of air valve performance*". U.S. Bureau of Reclamation. Denver Office. Hydraulic Branch (EEUU).
- Bras, G. (2002). "*Control valves explained: the cavitation factor*". Valve World. Octubre 2002, pág. 25-29.
- Chaudhry, M.H. (1987). Applied hydraulic transients. Ed. Van Nostrand Reinhold Company. New York (EEUU).
- Dvir, Y. (1995). Flow control devices. Editado por Control Appliances Books para Bermad Control Valves (Israel).
- Fuertes, V.S. (2001). Transitorios hidráulicos con aire atrapado. Tesis para la obtención del grado de Doctor Ingeniero Industrial. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Grupo Mecánica de Fluidos (1996). Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de

- distribución de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Ionel, I.I. (1986). Pumps and pumping. Ed. Elsevier. Amsterdam (Holanda).
- Jiménez, J. (1990). “*Las válvulas en un proyecto hidráulico. Factores que condicionan su selección*”. Sistemas hidráulicos a presión. Ed. Generalitat Valenciana, Conselleria d'Agricultura i Pesca, Valencia (España), pág.165-179.
- Martin, C.S. (1976). “*Entrapped air in pipelines*”. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Pressure Surges. BHRA. Londres (Inglaterra).
- Mateos, M. (1990). Válvulas para abastecimientos de aguas. Ed. Bellisco. Madrid (España).
- Pérez, R. (1993). Dimensionado óptimo de redes de distribución considerando los elementos de regulación. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Serrano, J.A. (1993). “*Automatización de redes de riego*”. Curso de diseño hidráulico de redes de riego. Ed. U.D. Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Tullis, J.P. (1989). Hydraulics of pipelines. Pumps, valves, cavitation and transients. Ed. John Wiley & Sons Inc. Nueva York (EEUU).
- Ulanski, W. (1991). Valve and actuator technology. Ed. Mc Graw-Hill, Inc. Nueva York (EEUU).
- Wylie, E.B., Streeter, V.L. (1982). Fluid transients. FEB Press. Ann Arbor. Michigan (EEUU).

## CAPÍTULO 7

# LAS CONDUCCIONES EN REDES A PRESIÓN. CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES DE INSTALACIÓN.

Gonzalo López Patiño  
Pedro L. Iglesias Rey  
Vicente S. Fuertes Miquel  
José L. Díaz Arévalo

### 1. INTRODUCCIÓN

En el resto de capítulos de esta obra, se describe el cálculo hidráulico de las conducciones, su dimensionado, el cálculo de sobrepresiones/depresiones debidas a fenómenos transitorios, el diseño y análisis de las redes.

Ahora bien, para proceder de una manera práctica, es necesario conocer las características de los elementos tubería que forman parte de los sistemas de distribución pues son los tienen que colocarse y a los que hay adaptar todos los cálculos teóricos.

Este capítulo se va a tratar la tubería como elemento en sí mismo: los principales materiales en que se construyen los tubos, las características de cada uno de ellos, la normativa en vigor que le es de aplicación, la selección de uno u otro material, y sus condiciones de instalación.

### 2. ESFUERZOS HIDRÁULICOS SOBRE TUBERÍAS

Para poder entender de manera adecuada algunas características de cada uno de los materiales que se describirán en el apartado correspondiente, tales como la presión nominal o de servicio, la presión máxima admisible y otros, se va a realizar en este momento una descripción de los esfuerzos a los que está sometido una tubería, con el fin de facilitar la comprensión posterior de dichos conceptos.

Desde el punto de vista de los esfuerzos internos a los que está sometido el tubo, se distinguen dos casos: los esfuerzos debidos a la presión interna, que son los que producen la rotura por explosión o implosión del tubo. Los esfuerzos debidos al balance de fuerzas axiales que actúan sobre el tubo y que son los causantes del desenchufado del tubo en los cambios de sentido del trazado, en las derivaciones, etc.

#### 2.1. Esfuerzo radial. Resistencia a la presión interna

Para la determinación de la resistencia del tubo a la presión, se van a realizar un simple balance de esfuerzos en una sección unitaria y transversal del tubo.

El momento del colapso del tubo se va a producir por una separación física del mismo en dos mitades. En la práctica este fenómeno no se llega a producir porque en el momento que aparece la primera fisura sobre el tubo, la presión interna en el mismo disminuye, y con ello el esfuerzo que produciría la rotura. Si se mantuviera la presión, el resultado de la rotura si que sería la separación irregular en dos mitades del elemento tubo en el punto donde se produce la grieta.

Desde un punto de vista de la resistencia de materiales, el esfuerzo que puede soportar un material antes del colapso es el equivalente a la tensión máxima admisible del material por la sección que está aguantando dicho esfuerzo.

En el caso de una tubería de sección cilíndrica y un espesor 'e', teniendo en cuenta la forma de rotura que se ha comentado antes, el máximo esfuerzo que puede soportar el tubo antes de la rotura vendrá dado por el producto de la tensión máxima admisible del material por dos veces la sección correspondiente al producto de una longitud unitaria del tubo y el espesor.

$$\text{Reacción} = 2 \sigma_{\text{mat}} e$$

El esfuerzo que produce la rotura es debido a la presión que soporta el tubo, es decir la presión que existe en su interior. Esta presión actúa sobre toda la superficie interior. Ahora bien, la resultante de esfuerzos, como la superficie es curva, y suponiendo que la presión es homogénea en toda la sección transversal de la tubería (es decir, despreciando los efectos de cota en el interior del tubo), lleva la dirección perpendicular al plano de rotura, por cuanto en el resto de direcciones existen esfuerzos que se contrarrestan.

La resultante de esfuerzo actuantes por unidad de longitud será pues

$$\text{Acción} = P_{\text{int}} \cdot D_{\text{int}}$$

La igualdad del esfuerzo actuante y de la reacción del material de cómo resultado:

$$P D_{\text{int}} = 2 \sigma e$$

De donde se puede despejar el valor que debe tener el espesor de un tubo para soportar una determinada presión:

$$e = \frac{P D_{\text{int}}}{2\sigma}$$

en donde P es el valor de la máxima presión interna que se puede alcanzar, ya se comentará para cada material que valor se considera,  $D_{\text{int}}$  es el valor del diámetro interior del tubo y  $\sigma$  es la tensión máxima admisible del material del que está hecho el tubo.

En el caso particular de los materiales plásticos, debido a la deformación que experimentan, se considera que la sección interna sobre la que actúa la presión del fluido aumenta en el valor de una vez el espesor. Esto produce que la expresión del espesor varíe ligeramente y quede de la siguiente manera:

$$e = \frac{P D_{\text{int}}}{2\sigma + P}$$

Si se analizan ambas expresiones se puede comprobar que: a igualdad del resto de condiciones, cuanto mayor es la presión del fluido mayor debe ser el espesor del tubo; que a igualdad de presiones, cuanto mayor es el diámetro de la tubería mayor debe ser el espesor para soportar dicha presión; y que, evidentemente, cuanto mayor sea la tensión máxima admisible, el espesor será también menor. Estas conclusiones serán de cierta utilidad a la hora de realizar la elección de uno u otro material del tubo.

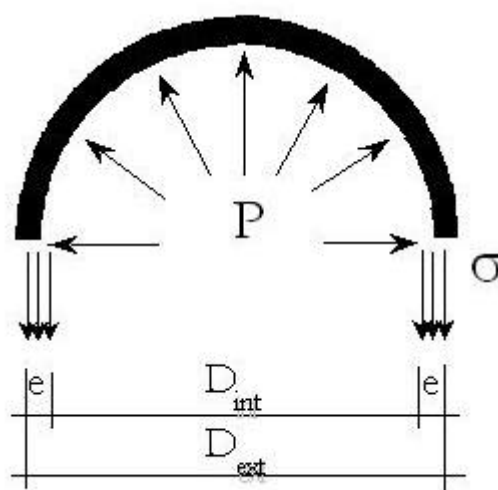


Figura 7. 1. Acciones debidas a la presión interna

## 2.2. Esfuerzo axial

Además de los esfuerzos radiales, la presión interna también produce una serie de esfuerzos en el sentido longitudinal del tubo que generan empujes y desplazamientos de los tuberías, que en ultima instancia provocarían el fallo por fuga en la conducción.

Para su cálculo hay que tener en cuenta que la resultante de fuerzas exteriores que actúan sobre un volumen de control (del conjunto conducción-fluido) es la variación de la propiedad cantidad de movimiento del fluido por unidad de masa que se desplaza por su interior.

$$SF_{ext} = \frac{d}{dt} \int_{VC} \rho \vec{v} d\vec{A} + \int_{SC} \rho \vec{v} (\vec{v} d\vec{A}) \quad (7.1)$$

En el estudio que se va a realizar no se van a tener en cuenta los efectos temporales por lo que el primer término de la derecha en la ecuación (7.1) no se considerará. Esto obliga a considerar un margen del seguridad en el cálculo, y en cualquier caso a tener en cuenta que en maniobras bruscas que puedan producir transitorio, además de las variaciones de presión que podrían producir la rotura de la tubería por aumento/descenso de la presión interna, se podrían producir desplazamientos imprevistos de tuberías que no estén correctamente ancladas.

Para analizar la ecuación se va a considerar un volumen de control alrededor del elemento singular que se quiere analizar sobre el que se van a tener en cuenta los efectos debidos al cambio de dirección del fluido, al cambio de sección de la conducción, y al cambio de presión. Un caso práctico que representa esta situación más general puede ser el de una derivación en la que el ramal que deriva es de menor tamaño que la conducción principal.



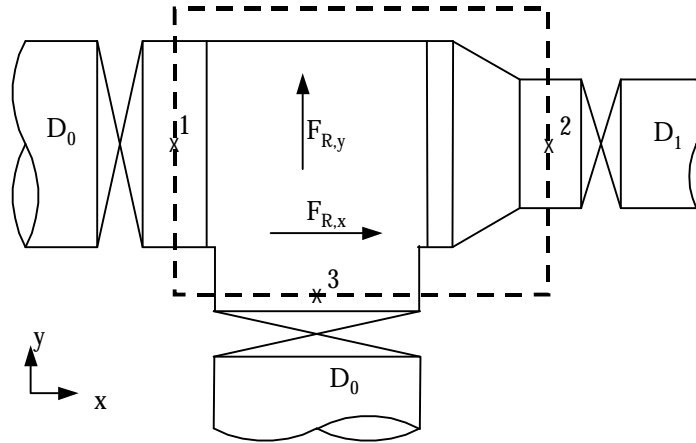


Figura 7. 2. Derivación a 90° con reducción de sección

Aplicando la ecuación (7.1) al volumen de control de la Figura 7. 2, el producto escalar  $\vec{v} \cdot d\vec{A}$  no se anula únicamente para las secciones 1, 2, y 3.

Así quedaría

$$\sum \vec{F}_{\text{ext}} = \sum_{i=1}^3 \int_{A_i} \vec{v}_i (\vec{v}_i \cdot d\vec{A}_i) = \sum_{i=1}^3 \int_{A_i} \vec{v}_i (v_i dA_i \cos \psi_i)$$

donde  $\psi_i$  es el ángulo que forman la velocidad (dirección longitudinal del tubo) y el vector diferencial de área (perpendicular a la sección transversal y por tanto en la dirección longitudinal del tubo). En las secciones consideradas los vectores  $\vec{v}_i$  y  $d\vec{A}_i$  son paralelos, entonces  $\psi_i=0^\circ$  y  $\cos \psi_i=1$ , ó  $\psi_i=180^\circ$  y  $\cos \psi_i=-1$ , con lo que la expresión queda:

$$\sum \vec{F}_{\text{ext}} = \sum_{i=1}^3 \int_{A_i} \vec{v}_i (\pm) (v_i dA_i)$$

Hay que hacer notar que si el régimen de circulación del fluido es turbulento, la velocidad de circulación en toda la sección transversal se puede considerar constante y por tanto podría salir fuera de la integral. La integral  $\sum_i \int_{A_i} (\pm) (v_i dA_i)$  es el caudal que circula por una determinada sección 'i' teniendo en cuenta que si el caudal es entrante al volumen de control tendrá un signo negativo y si es saliente tendrá signo positivo.

Sustituyendo quedará:

$$\sum \vec{F}_{\text{ext}} = \sum_{i=1}^3 (\pm) Q_i \vec{v}_i \quad (7.2)$$

La fuerza exterior que actúa sobre el volumen de control es la fuerza axial debida a la presión interna sobre cada una de las secciones más la reacción exterior que hay que realizar para evitar el desplazamiento de elemento singular. Teniendo en cuenta el carácter vectorial de las fuerzas, éstas llevarán direcciones distintas. Para solventar la cuestión de la dirección de los esfuerzos, se van a considerar las proyecciones sobre unos hipotéticos ejes 'x' e 'y' de cada una de las fuerzas que intervienen. Así, el balance de fuerzas según el eje 'x', para la situación de la Figura 7. 2 es:

$$\sum F_{\text{ext},x} = F_{R,x} + p_1 A_1 \cos \alpha_1 + p_2 A_2 \cos \alpha_2 + p_3 A_3 \cos \alpha_3$$

y el balance de fuerzas sobre el eje 'y':

$$\Sigma F_{\text{ext},y} = F_{R,y} + p_1 A_1 \sin \alpha_1 + p_2 A_2 \sin \alpha_2 + p_3 A_3 \sin \alpha_3$$

donde  $\alpha_i$  es el ángulo que forma la fuerza  $F_i$ , que lleva la dirección del eje longitudinal del tubo en la sección 'i', con la proyección sobre el eje x de la Figura 7. 2. Así  $\alpha_1$  es  $0^\circ$ ,  $\alpha_2$  vale  $180^\circ$ , y  $\alpha_3$  vale  $90^\circ$ ; y ' $F_{R,x}$ ' y ' $F_{R,y}$ ' son las proyecciones de la fuerza que habría que aplicar para evitar que el elemento se desplace.

Considerando un sentido de circulación de caudales entrante por la sección 1 (signo negativo) y saliente por las secciones 2 y 3 (signo positivo), la ecuación (7.2) queda

$$F_{R,x} + p_1 A_1 - p_2 A_2 + 0 = \rho Q_2 v_2 - \rho Q_1 v_1 + 0$$

Puesto que  $v_3$  lleva la dirección del eje 'y' y su componente sobre 'x' vale 0

$$F_{R,y} + 0 + 0 + p_3 A_3 = 0 + 0 - \rho Q_3 v_3$$

Puesto que ahora son  $v_1$  y  $v_2$  las que no tienen componente sobre el eje 'y'

Despejando se obtiene los esfuerzos exteriores que se deben aplicar sobre el elemento singular para evitar un desplazamiento indeseado de la misma (si el valor de la fuerza resultante fuese negativo significa que el sentido que se ha supuesto es opuesto al real):

$$F_{R,x} = p_2 A_2 - p_1 A_1 + \rho Q_2 v_2 - \rho Q_1 v_1$$

Y

$$F_{R,y} = - p_3 A_3 - \rho Q_3 v_3$$

Estos esfuerzos exteriores se pueden conseguir 'anclando' estructuralmente el elemento al terreno.

Al igual que se ha procedido con la derivación se podría hacer con otros elementos singulares sometidos a empujes. Este es el caso de los cambios de dirección en codos, los cambios de sección en reducciones y los cambios de presión en válvulas reguladoras de presión.

Son varias las formas de anclaje, dependiendo del valor de la fuerza y del tipo de elemento a anclar, pero generalmente se suelen disponer dados de hormigón en masa que actúan por gravedad. El peso del dado de hormigón produce una fuerza que es la que impide el desplazamiento. Como quiera que el peso llevaría la dirección de un hipotético eje 'z' en la figura (sentido vertical) la reacción en el plano horizontal definida por los ejes 'x' e 'y' se haría a través del coeficiente de rozamiento con el terreno.

$$\mu = \frac{F_R}{P_H}$$

donde  $F_R$  es la resultante de esfuerzos en el eje 'x' e 'y' y  $P_H$  es el peso propio del dado de hormigón.

Considerando un valor para el coeficiente de rozamiento con la solera del terreno (un coeficiente  $\mu=0.4$ ), se podría calcular el peso que debe tener el dado de hormigón y por tanto sus dimensiones ( peso específico del hormigón en masa  $\sim 2.3 \text{ t/m}^3$ ).

$$F_R = \mu \nabla_H \gamma_H \quad (7.3)$$

Donde  $\nabla_H$  es el volumen del dado de hormigón que existe por encima del elemento singular, y  $\gamma_H$  es el peso específico del hormigón.

Para reducir el volumen, se puede maclar el dado del hormigón en el terreno (Figura 7. 3c)) o se le puede dar una ligera pendiente en el sentido de la reacción sobre el tubo (Figura 7. 3b)).

Ahora bien, un volumen de hormigón por sí mismo tampoco asegura la estabilidad del elemento. Si el terreno sobre el que va a descansar el peso no soporta el esfuerzo horizontal, lo que fallará será todo el terreno del asiento del elemento singular. Para asegurar la estabilidad de la solera se tiene que cumplir que la tensión máxima admisible a corte del terreno sea superior a la tensión de corte producida por la resultante de esfuerzo axiales.

$$F_R < \sigma_T A_{\text{Base}} \quad (7.4)$$

Donde ' $\sigma_T$ ' es la tensión máxima de corte que admite el terreno y ' $A_{\text{base}}$ ' es la sección de la base del dado de hormigón.

Algunos valores de tensión máxima admisible de diferentes clases de terreno se muestran en la Tabla 7. 1.

Tabla 7. 1. Tensión máxima admisible de corte de algunos tipos de terreno (Fte: Mayol (1993))

Tipo de terreno	$\sigma_T$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Arcilla húmeda	0.25
Tierra vegetal	0.5
Arcilla	0.75
Arena	2
Roca caliza	7
Roca dura	20

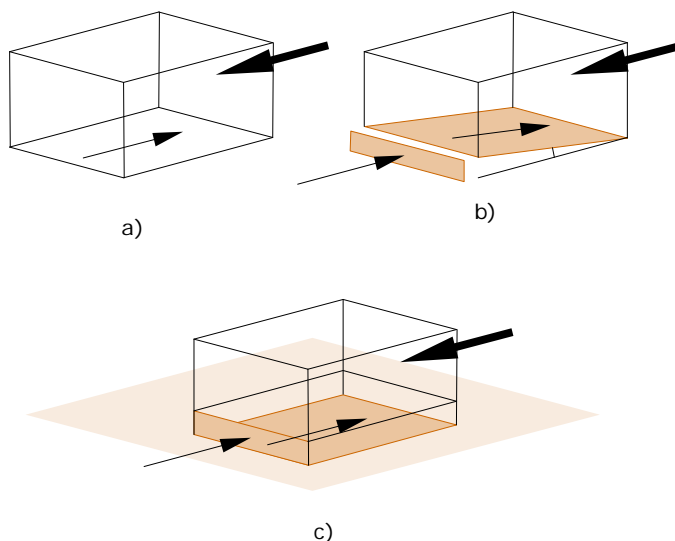


Figura 7. 3. Elementos de anclaje de conducciones. a) dado de hormigón simple b) dado inclinado c) dado maclado en el terreno

De la ecuación 7.4 se despeja el valor que tiene que tener la base del dado, con esta área conocida se obtiene la altura del dado despejando el volumen del mismo de la ecuación 7.3.

Como se ha indicado anteriormente, como el dado de hormigón trabaja por gravedad sólo se tiene en cuenta en el volumen la masa que hay por encima del tubo. Esto puede resultar una desventaja porque la masa tiene que descansar sobre la solera. Es por ello que también existen configuraciones en las que se utiliza hormigón armado en lugar de hormigón en masa. El armado del hormigón permite que el volumen a tener en cuenta sea el de todo el bloque de hormigón y no sólo el que está por encima del tubo. Así también se consigue que la morfología del bloque de hormigón pueda ser en 'T' o en otras configuraciones distintas a la del dado.

Como quiera que el cálculo de los bloques de anclaje puede resultar complicado, a continuación presentamos algunos casos extraídos de las recomendaciones de la norma tecnológica (NTE) o de las propias compañías de agua.

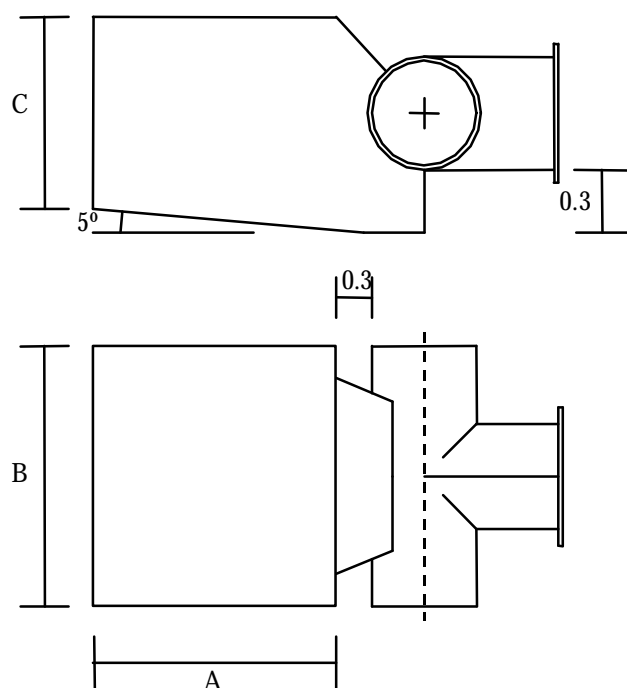


Figura 7. 4. Anclaje para derivación en T a 90°.

Tabla 7. 2. Dimensiones del anclaje para derivación en T a 90°. Fte: Aguas de Valencia.

Topes para Tes (m)			
Ø Tes	A	B	C
150	0,93	0,93	0,93
200	1,12	1,12	1,12
250	1,3	1,3	1,3
300	1,47	1,47	1,47
350	1,63	1,63	1,63
400	1,79	1,79	1,79
450	1,93	1,93	1,93
500	2,07	2,07	2,07
600	2,34	2,34	2,34
800	2,83	2,83	2,83
1000	3,29	3,29	3,29
1200	3,72	3,72	3,72
1400	4,21	4,21	4,21
1600	4,5	4,5	4,5

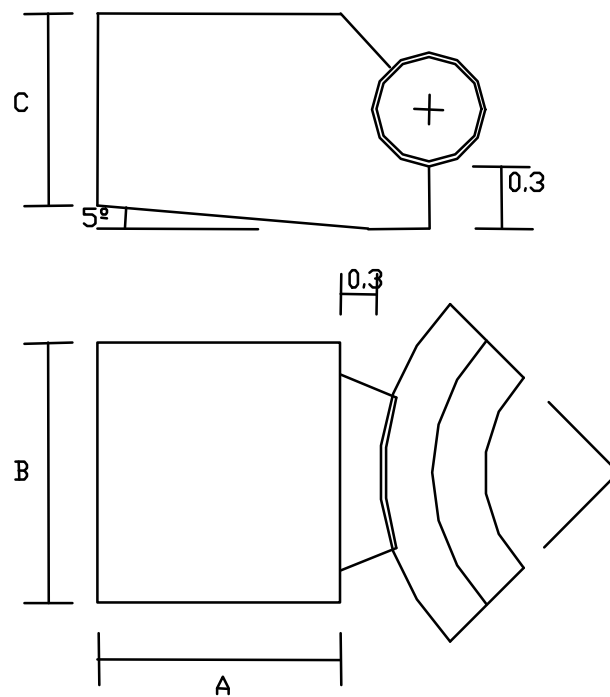


Figura 7. 5. Anclaje para codos.

Tabla 7. 3. Dimensiones del anclaje de codos. Fte: Aguas de Valencia

Ø Codo	$\alpha$	A	B	C
150	22,5	0,67	0,67	0,67
150	45	0,85	0,85	0,85
150	90	1,04	1,04	1,04
200	22,5	0,82	0,82	0,82
200	45	1,03	1,03	1,03
200	90	1,26	1,26	1,26
250	22,5	0,95	0,95	0,95
250	45	1,19	1,19	1,19
250	90	1,46	1,46	1,46
300	22,5	1,07	1,07	1,07
300	45	1,35	1,35	1,35
300	90	1,65	1,65	1,65
350	22,5	1,19	1,19	1,19
350	45	1,49	1,49	1,49
350	90	1,83	1,83	1,83
400	22,5	1,3	1,3	1,3
400	45	1,63	1,63	1,63
400	90	2	2	2
450	22,5	1,41	1,41	1,41
450	45	1,76	1,76	1,76
450	90	2,17	2,17	2,17

Ø Codo	$\alpha$	A	B	C
500	22,5	1,51	1,51	1,51
500	45	1,56	1,56	1,56
500	90	2,33	2,33	2,33
600	22,5	1,41	1,41	1,41
600	45	2,14	2,14	2,14
600	90	2,63	2,63	2,63
800	22,5	2,07	2,07	2,07
800	45	2,59	2,59	2,59
800	90	3,18	3,18	3,18
1000	22,5	2,4	2,4	2,4
1000	45	3,01	3,01	3,01
1000	90	3,69	3,69	3,69
1200	22,5	2,72	2,72	2,72
1200	45	3,5	3,5	3,5
1200	90	4,17	4,17	4,17
1400	22,5	3,08	3,08	3,08
1400	45	3,85	3,85	3,85
1400	90	4,73	4,73	4,73
1600	22,5	3,29	3,29	3,29
1600	45	4,12	4,12	4,12
1600	90	5,05	5,05	5,05

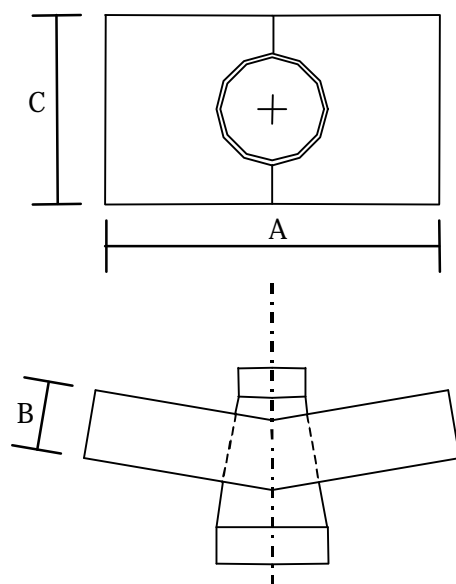


Figura 7. 6. Anclaje para reducción de sección

Tabla 7. 4. Dimensiones de los anclajes para reducciones de sección. Fte: Aguas de Valencia

Reducción	A	B	C
200-100	2,04	1,02	1,07
200-150	1,7	0,85	0,62
250-150	2,25	1,13	1,42
250-200	1,86	0,93	0,8
300-200	2,42	1,22	1,78
300-250	1,99	1	0,98
350-200	2,86	1,43	2,94
350-250	2,58	1,29	2,14
350-300	2,1	1,05	1,16
400-250	3,03	1,52	3,48
400-300	2,71	1,35	2,5
400-350	2,2	1,1	1,33
450-300	3,18	1,59	4,01
450-350	2,83	1,42	2,85
450-400	2,29	1,15	1,51

Reducción	A	B	C
500-300	3,57	1,8	0,89
500-400	2,95	1,5	0,74
500-450	2,38	1,2	0,6
600-400	3,85	1,9	0,96
600-450	3,56	1,8	0,89
600-500	3,16	1,6	0,79
800-600	4,3	2,2	1,08
1000-800	4,68	2,5	1,17
1200-1000	5	2,5	1,25
1400-800	6	4,5	1,75
1400-1100	6	4	1,45
1400-1200	5	2,5	1,5
1600-1000	6	4	2,35
1600-1200	6	3,6	1,85
1600-1400	5,5	3	1,3

### 3. CARACTERÍSTICAS DE LAS CONDUCCIONES

#### 3.1. Poli cloruro de vinilo (PVC)

El cloruro de vinilo, descubierto por Regnault en 1835, es un monómero de formulación  $\text{CH}_2=\text{CHCl}$ , que puede ser obtenido a partir del etileno y el acetileno, abundantes y baratos. El precio de sus componentes y sus excelentes propiedades mecánicas, han hecho del PVC un material muy utilizado, no solo para la fabricación de tubería sino para otros muchos usos.

El PVC es un material termoplástico, lo que permite ser ablandado por calor, para ser manipulado y tras el enfriamiento conservar la manipulación realizada. Además es inodoro, insípido, no tóxico, y químicamente inerte. Resulta muy resistente a la corrosión. Sus paredes son lisas por lo que no se forman incrustaciones, y tiene menores pérdidas de carga.

Puede ser moldeado por extrusión, inyección, compresión y calandrado.

Las tuberías de PVC se pueden emplear en redes de distribución de agua, hasta temperaturas de 45 °C, y siempre y cuando no estén expuestas a la acción de los rayos solares.

En la actualidad se distinguen diferentes tipos de tuberías de PVC comerciales. Así, existen:

- Tubería de PVC no plastificado (PVC-U). Es la que comúnmente se considera como tubería de PVC.
- Tubería de PVC orientado. Es una tubería a la que se le ha sometido a un tratamiento de orientación molecular de las cadenas de polímeros que le confieren unas mejores características mecánicas.
- Tubería de PVC clorado (C-PVC). Es una tubería que tiene un mayor contenido en cloro, lo que le confiere unas propiedades un poco mejores que el PVC no plastificado. Debido a sus características se utiliza sobre todo en instalaciones interiores y no va ser descrito en este capítulo.

#### *PVC no plastificado*

La tubería de PVC no plastificado se utiliza para la conducción de agua a presión en un rango de temperaturas que no debe superar los 45°C. Como se va a ver a continuación, una característica del PVC es que su resistencia a la presión hidrostática disminuye con la temperatura debida a la pérdida de prestaciones del material. Es por ello que existe ese margen superior de utilización.

Para poder entender las características del tubo se van a describir una serie de conceptos muy utilizados por los fabricantes, y prácticamente común en todos los plásticos, que definen las propiedades del mismo:

- Diámetro nominal ( $d_n$ ): es un valor que identifica el diámetro del tubo, y que generalmente coincide con el valor del diámetro medio exterior del mismo.
- Espesor nominal ( $e_n$ ): es el mínimo valor del espesor del tubo para un determinado diámetro y para unas condiciones de presión dadas.
- Serie (S): es un valor que se corresponde con la siguiente relación

$$S = \frac{d_n - e_n}{2e_n}$$



- Relación de dimensiones normalizadas (SDR): Se define como

$$SDR = 2 S + 1$$

Tanto la serie como el SDR se utilizan para identificar la mayor o menor presión interna que es capaz de soportar el tubo de manera que cuanto menor sea la serie, y por tanto le SDR, más presión soporta.

- Límite inferior de confianza (LCL). Es una propiedad del material del que está hecho el tubo que representa el límite inferior de confianza al 97,5% de las resistencia hidrostática a largo plazo, 50 años, y a una temperatura de 20°C.
- Resistencia mínima requerida (MRS). Es el valor del LCL aproximado al estándar más cercano. Estos valores estándar son los correspondientes a la serie de Renard R10 cuando el LCL es inferior a 10 MPa y a la serie de Renard R20 cuando el LCL es mayor o igual que 10 MPa.

Al igual que el LCL, es un parámetro específico del material.

- Coeficiente de servicio (C): es un coeficiente de seguridad que se utiliza en el diseño del tubo para minorar las presiones máximas que soporta el tubo.
- Esfuerzo de diseño ( $\sigma_s$ ): Se define como

$$s_s = \frac{MRS}{C}$$

El esfuerzo de diseño se utiliza para definir las características dimensionales de la tubería que tenga que soportar la presión para la que va a ser diseñado.

Una vez puesta en servicio la conducción, el esfuerzo de diseño se convierte en el esfuerzo hidrostático que soporta el material y que se relaciona con la presión en el interior de la conducción de la siguiente manera:

$$s = \frac{10 p (d_{em} - e)}{2e}$$

donde 'd<sub>em</sub>' es el diámetro medio exterior, que a efectos de cálculo se puede considerar como el diámetro nominal, y 'e' es el espesor de la tubería en un punto cualquiera, y 'p' es la presión de funcionamiento admisible expresada en bar.

- Presión nominal (PN). Es la presión hidrostática admisible por el material extrapolada a 50 años y a una temperatura de 20°C.
- Presión de funcionamiento admisible (PFA). Es la presión máxima que soporta el tubo de manera continua a cualquier temperatura. Si la temperatura de trabajo es menor que 25°C, entonces la presión de funcionamiento admisible, PFA, es igual a la presión nominal, PN. Si la temperatura de trabajo es mayor que 25°C, entonces existe un coeficiente reductor debido a la temperatura de manera que

$$PFA = f_t PN$$

El coeficiente reductor depende a su vez de la temperatura, pudiéndose obtener de la siguiente ecuación:

$$f_t = 1.72 - 0.0034 T + 0.000228 T^2$$

con 'T' en °C, válida para el rango 25° < T < 45°

- Presión de prueba admisible (PEA). Es la máxima presión que el tubo puede soportar recién instalado durante un periodo corto de tiempo. La PEA adopta el mayor de los siguientes valores:

$$PEA = 1,5 PFA \text{ ó } PEA = PFA + 5 \text{ (bar)}$$

Tabla 7. 5. Diámetros y espesores nominales para tubería de PVC. (UNE EN 1452-2)

Diámetro	Espesor nominal (mínimo de pared)							
nominal	Serie							
(exterior)		S16	S12,5	S10	S8	S6,3	S5	
		SDR33	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13,6	SDR11	
	Presión nominal PN (C= 2,5)							
dn		PN6,0	PN8,0	PN10,0	PN12,5	PN16,0	PN20,0	
12							1,5	
16							1,5	
20						1,5	1,9	
25					1,5	1,9	2,3	
32			1,5	1,6	1,9	2,4	2,9	
40		1,5	1,6	1,9	2,4	3	3,7	
50		1,6	2	2,4	3	3,7	4,6	
63		2	2,5	3	3,8	4,7	5,8	
75		2,3	2,9	3,6	4,5	5,6	6,8	
90		2,8	3,5	4,3	5,4	6,7	8,2	
	Presión nominal PN (C= 2)							
	PN6,0	PN7,5	PN8,0	PN10,0	PN12,5	PN16,0	PN20,0	PN25,0
110	2,7	3,2	3,4	4,2	5,3	6,6	8,1	10,0
125	3,1	3,7	3,9	4,8	6,0	7,4	9,2	11,4
140	3,5	4,1	4,3	5,4	6,7	8,3	10,3	12,7
160	4,0	4,7	4,9	6,2	7,7	9,5	11,8	14,6
180	4,4	5,3	5,5	6,9	8,6	10,7	13,3	16,4
200	4,9	5,9	6,2	7,7	9,6	11,9	14,7	18,2
225	5,5	6,6	6,9	8,6	10,8	13,4	16,6	
250	6,2	7,3	7,7	9,6	11,9	14,8	18,4	
280	6,9	8,2	8,6	10,7	13,4	16,6	20,6	
315	7,7	9,2	9,7	12,1	15,0	18,7	23,2	
355	8,7	10,4	10,9	13,6	16,9	21,1	26,1	
400	9,8	11,7	12,3	15,3	19,1	23,7	29,4	
450	11,0	13,2	13,8	17,2	21,5	26,7	33,1	
500	12,3	14,7	15,3	19,1	23,9	29,7	36,8	
560	13,7	16,4	17,2	21,4	26,7			
630	15,4	18,4	19,3	24,1	30,0			
710	17,4	20,8	21,8	27,2				
800	19,6	23,4	24,5	30,6				
900	22,0	26,3	27,6					
1000	24,5	29,2	30,6					

Generalmente es éste un valor de resistencia a la presión del tubo que se utiliza durante las pruebas de carga hidrostática previas a su puesta en servicio, para evitar tener que sobredimensionar la conducción simplemente para que soporte la presión de prueba.

Aplicando estas definiciones se pueden establecer relaciones que permitan obtener las dimensiones de los tubos. Como quiera que ese trabajo lo realiza el fabricante en el diseño de su elemento, el resultado es una tabla de dimensiones.

De cara a la normalización de los distintos fabricantes, que permitirá la intercambiabilidad de los tubos, las dimensiones normalizadas para las distintas series son las que se indican en la Tabla 7. 5.

Los tubos de PVC tienen una longitud normalizada de 6 m., aunque pueden fabricarse en otras longitudes. Debido a su sistema de unión, se construyen con embocadura en uno de sus extremos, aunque también es posible encontrar tubos con ambos extremos lisos. Cuando los tubos disponen de embocadura, la longitud nominal no tiene en cuenta la de la embocadura puesto que ésta se encaja en el extremo liso del tubo al que se va a unir.

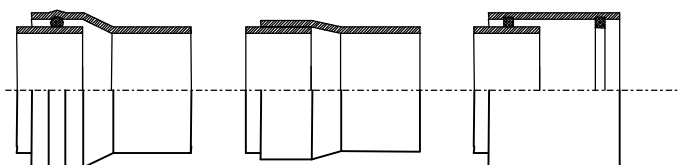
Los tubos de extremos lisos se utilizan en operaciones de reparación o en el trazado de la conducción allí donde no exista la posibilidad de embocar un tubo con otro.

El PVC no plastificado admite diferentes sistemas de unión entre tubos. Para los tubos con embocadura:

- unión por junta elástica
- unión por junta encolada

Para los tubos de extremos lisos:

- unión con manguito, tanto encolado como con junta elástica
- unión mecánica a través de accesorios de unión (Figura 7. 8)



*Figura 7. 7. Sistemas de unión de tubería de PVC. Junta elástica, encolado y manguito.*

También se pueden encontrar sistemas de unión por brida, no tanto para la unión con otro tubo como para la unión con elementos accesorios (válvulas, bombas, etc.). La brida viene preparada de fábrica o se puede acoplar mediante una junta y un anillo acoplados mecánicamente.

Una vez instalado el tubo el tubo debe poder ser identificado en cualquier instante. Es por ello que es importante que la tubería vaya marcada de forma correcta. La norma que estandariza los tubos de PVC no plastificado establece el código de marcado que aparece en la Tabla 7. 6.

Tabla 7. 6. Código de marcado de tubos de PVC.

Nombre de la norma	Nombre del fabricante	Material	Diámetro exterior nominal x espesor de pared	Presión nominal PN	Información del fabricante (fecha de fabricación o código punto de fabricación)	Línea de fabricación
EN 1452	XX-YY	PVC-U	200x14,7	PN20	03.07.01	Nº2

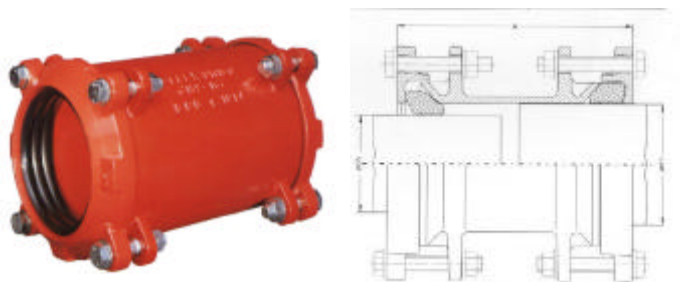


Figura 7. 8. Junta universal. Unión mecánica para tubería de extremos lisos.

Es importante que este marcado sea legible durante toda la vida útil del material, pues eso permitirá a los técnicos que tengan que intervenir en una conducción con posterioridad a su instalación que reconozcan sus características. Por ello, el marcado debe perdurar y soportar cualquier tipo de instalación, ya sea enterrada o a la intemperie. Además, las marcas deben figurar cada metro de tubo, para evitar tener que hacer costosas catas simplemente para reconocer las características del elemento.

#### PVC Orientado

En la estructura molecular del PVC no plastificado, las cadenas de polímeros se distribuyen en cualquier dirección, trabándose unas sobre otras de forma aleatoria. Durante el proceso de fabricación de la tubería de PVC orientado, las cadenas de polímeros reciben un tratamiento por las que existe una dirección predominante en el sentido longitudinal del tubo.

Esta reordenación de las cadenas poliméricas hacen que el tubo tenga una mayor resistencia mecánica que el mismo tubo sin orientación molecular.

En la práctica esto se traduce en unos menores espesores de pared para una misma presión nominal y un grado de deformación elástica, es decir una deformación que al cesar la causa que la origina vuelve a su estado inicial, del 100%.

Admitir una deformación elástica del 100% significa que la tubería puede ser aplastada completamente y volver a su forma cilíndrica inicial sin haber experimentado daño alguno. Así, en la apertura de catas en conducciones ya instaladas, el riesgo de roturas provocados por la maquinaria pesada es muchísimo menor.

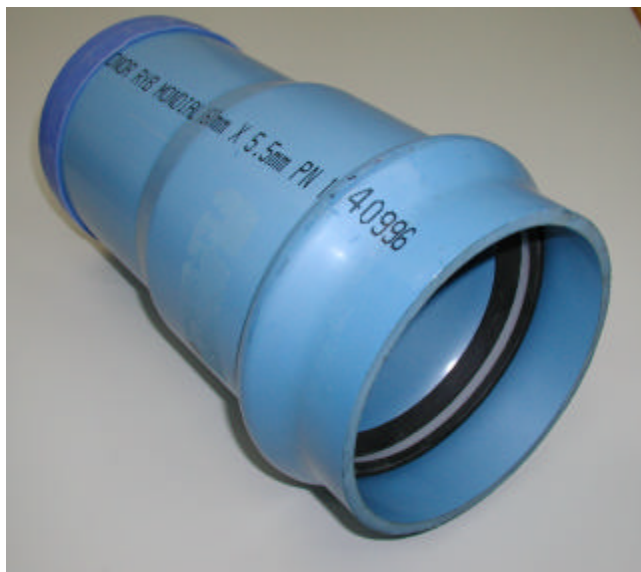


Figura 7. 9. Tubería de PVC orientado. Unión por junta elástica

A diferencia del PVC no plastificado, en el PVC orientado no es recomendable la unión encolada y hay que recurrir a sistemas de unión entre tubos de tipo mecánico o con junta elástica.

Tabla 7. 7. Dimensiones de la tubería de PVC orientado.

<b>Diámetro</b>	<b>Espesor mínimo de pared (mm)</b>		
<b>Nominal</b>	<b>Presión nominal</b>		
<b>ø (mm)</b>	<b>10 atm</b>	<b>12,5 atm</b>	<b>16 atm</b>
110	2,4	3,0	3,8
160	3,5	4,3	5,6
200	4,3	5,4	7,0
250	5,4	6,8	8,7
315	6,8	8,5	11

### 3.2. Polietileno (PE)

El polietileno es un compuesto formado por la polimerización del etileno. Su descubrimiento se produjo en los años 30 a raíz de unos trabajos de la empresa I.C.I., que pretendían obtener combustible líquido a partir del etileno.

El procedimiento que se empleó fue someterlo a elevada temperatura y presión. Más tarde, en los años 50, se descubrió que determinados catalizadores permitían obtener polietileno a menor presión y temperaturas inferiores (proceso Ziegler).

Actualmente se utilizan ambos dos procesos de fabricación, pero cada uno de ellos da lugar a diferentes tipos de polietileno. Así el proceso a elevada presión da lugar a los polietilenos de baja densidad, y el proceso Ziegler da lugar al polietileno de alta densidad.

Las propiedades que presentan varían según el tipo de polietileno, pero en general podemos decir que es: inerte, inodoro, insípido, inoxidable, inalterable a la acción de terrenos corrosivos, resistente, tiene un bajo factor de fricción, no admite incrustaciones, aislante térmico (para temperatura bajo 0° se dilata y recupera su dimensión al

descongelarse el líquido), tiene un bajo módulo de elasticidad lo que atenúa los golpes de ariete, y es extremadamente insoluble en agua por lo que no experimenta aumento de peso cuando trasiega este fluido.

Todas estas propiedades lo hacen idóneo para la fabricación de conducciones de transporte de agua.

Sin aditivos, tiene una temperatura de fusión de 115° lo que permite algunos sistemas de unión entre tubos por soldadura térmica, pero limita sus aplicaciones. Así mismo, el oxígeno provoca endurecimiento del material por lo que, cuando vaya a la intemperie, deberá estar protegido del exterior.

A pesar de su elevado coeficiente de dilatación térmica, su flexibilidad permite absorber dilataciones. Para ello simplemente hay que tener la precaución de alojar la tubería en conductos que permitan el serpenteo de la misma.

Se distinguen los siguientes calidades de tubería de polietileno:

- PE32. Polietileno de baja densidad.
- PE50A. Polietileno de alta densidad
- PE50B. Polietileno de media densidad
- PE80. Polietileno de alta densidad
- PE100. Polietileno de alta densidad

En realidad, si se comparan las características resistentes del PE50A y del PE80, se puede observar que las características del material del que están hechos son las mismas pero para cada uno de ellos se aplican distintos coeficientes de seguridad de diseño, menor el del PE80, porque, al ser más novedoso, se supone que el proceso de fabricación es mejor.

*Tabla 7. 8. Propiedades de los distintos tipos de tubería de Polietileno.*

<b>Propiedad</b>	<b>Unidad</b>	<b>PE 32</b>	<b>PE 50A</b>	<b>PE 50B</b>	<b>PE 80</b>	<b>PE 100</b>
Densidad	Kg/m <sup>3</sup>	0.934	0.955	0.941	0.955	0.955
Resistencia a la tracción	Mpa	10	19	15	19	19
Alargamiento a la rotura	%	350	350	350	350	350
Resist.. mín. requerida (MRS)	Mpa	4.38	8	8	8	10
Tensión de diseño ( $\sigma_s$ )	Mpa	3.2	5	5	6.3	8
Módulo de elasticidad	Mpa	220	900	400	900	900
Coeficiente de dilatación lineal	mm/m °C	0.17	0.22	0.22	0.22	0.22
Contenido en negro de carbón	%	2-3	2-3	2-3	2-2.5	2-2.5
Conductividad térmica	Kcal/m°C	0.35	0.37	0.25	0.37	0.37
Constante dieléctrica	-	2.4	2.5	2.4	2.5	2.5
Coeficiente de servicio C	-	1.37	1.6	1.6	1.25	1.25

Para entender las propiedades del tubo se utilizan una serie de conceptos, similares a los de otros materiales plásticos ya descritos en este capítulo. Así:

- Diámetro nominal ( $d_n$ ): es un valor que identifica el diámetro del tubo, y que generalmente coincide con el valor del diámetro medio exterior del mismo.

- Espesor nominal ( $e_n$ ): es el mínimo valor del espesor del tubo para un determinado diámetro y para unas condiciones de presión dadas.
- Resistencia mínima requerida (MRS). Es la máxima tensión tangencial que soporta el tubo a 20°C extrapolada a 50 años.

El MRS es una propiedad intrínseca del material y, tal y como puede observarse en la Tabla 7. 8, a cada uno de las calidades en las que se fabrican los diferentes tipos de tubería polietileno le corresponde un MRS distinto, mayor cuanto mejor sea la calidad del tubo.

- Coeficiente de servicio (C): es un coeficiente de seguridad que se utiliza en el diseño del tubo para minorar las presiones máximas que soporta el tubo.

El valor de los coeficientes de seguridad para los distintos tipos de polietileno se pueden apreciar en la Tabla 7. 8.

- Esfuerzo de diseño ( $\sigma_s$ ): Se define como

$$\sigma_s = \frac{\text{MRS}}{C}$$

El esfuerzo de diseño se utiliza para definir las características dimensionales de la tubería que tenga que soportar la presión para la que va a ser diseñado.

De hecho, el espesor de la tubería de un diámetro exterior ' $d_e$ ', para una presión de servicio ' $p$ ', en bar, vale:

$$e = \frac{p d_e}{20 \sigma_s + p}$$

Como se ha comentado, a la vista de los valores de MRS y C de la Tabla 7. 8, el PE80 y PE50A tienen el mismo valor de MRS y lo único que cambia es el valor del coeficiente de servicio, que en el caso del PE80 es menor al considerarse un material más novedoso y tener un mejor proceso de fabricación.

- Presión nominal (PN). Es la presión hidrostática admisible por el material extrapolada a 50 años y a una temperatura de 20°C.
- Serie (S): es un valor que identifica la resistencia a la presión hidrostática del material. Se corresponde con la siguiente relación

$$S = \frac{d_n - e_n}{2e_n}$$

y se puede calcular como

$$S = \frac{10 \sigma_s}{PN}$$

con PN expresada en bar y  $\sigma_s$  en Mpa.

- Relación de dimensiones normalizadas (SDR): Se define como

$$\text{SDR} = 2 S + 1$$

Tanto la serie como el SDR se utilizan para identificar la mayor o menor presión interna que es capaz de soportar el tubo de manera que cuanto menor sea la serie, y por tanto le SDR, más presión soporta.

Como se ha comentado, el polietileno tiene la capacidad de fundir a 115°C. Esto facilita los procesos de unión entre tubos pues está permitida lo que se conoce como

termofusión. Sin embargo, no es el único método de unión que existe. Hay una gran variedad de sistemas de unión entre tubos y con accesorios, a saber:

- unión por termofusión o soldadura a tope. El sistema consiste en calentar los extremos lisos de cada tubo con una matriz especial hasta alcanzar una temperatura por encima de los 115°C y luego presionar los extremos hasta que, después de un tiempo suficiente de enfriado, queden unidos entre sí.
- unión mecánica con manguito. En cada extremo del tubo se coloca una pieza con asiento cónico. Las piezas de cada extremo se roscan entre sí produciéndose un apriete que presiona el asiento cónico contra las paredes exteriores del tubo consiguiendo la unión. El sistema ya montado se puede observar en la Figura 7. 10

Los manguitos pueden ser de polietileno o de latón. Cuando está fabricado en polietileno la resistencia del sistema tubo-unión viene condicionada por la menor de las resistencias hidrostáticas de cada uno de los elementos: la del tubo o la del accesorio. Es habitual que la resistencia del accesorio no sobrepasa los 10 bar. El manguito de latón tiene una resistencia hidrostática mayor, pero por el contrario está sometido a la corrosión de los elementos metálicos.



*Figura 7. 10. Unión de tubería de PE con manguito mecánico de Polietileno.*

- unión por manguito electrosoldable. Este tipo de unión se emplea sobretodo en reparaciones o donde las condiciones de aplicación de otro tipo de unión sea costosa.. Se trata de un manguito de polietileno que en su interior dispone de una resistencia eléctrica en toda su longitud. El manguito se inserta entre los extremos de los tubos a reparar y se procede al calentamiento de la resistencia eléctrica. Al calentarse la resistencia se produce la fusión del material que , al ser enfriado, queda soldado como en un proceso de termofusión. Su empleo viene condicionado por el elevado precio del accesorio de unión.
- unión por enchufe con manguito (tipo socket). La unión por enchufe se realiza a través de un accesorio de unión tipo 'universal'. En el interior del accesorio existen dos anillos cónicos, uno en cada extremo, que se enchufan al tubo de polietileno.





Figura 7. 11. Unión tipo socket de fundición para tubería de polietileno

- unión con brida. Para utilizar este sistema de unión, en el extremo del tubo se necesita un elemento portabrida, que se puede montar por termofusión. Las bridas de cada tubo, al ser unidas entre sí presionan los elementos portabridas, produciéndose la unión de los tubos.

Tabla 7. 9. Espesores de la tubería de polietileno de media y baja densidad.

Diámetro nominal Dn mm	Presiones nominales en Mpa							
	PE 32				PE 50 y PE 50 B			
	Serie 8 (Pn 0,4)	Serie 5 (Pn 0,6)	Serie 3,2 (Pn 1,0)	Serie 2 (Pn 1,6)	Serie 12,5 (Pn 0,4)	Serie 8 (Pn 0,6)	Serie 5 (Pn 1,0)	Serie 3,2 (Pn 1,6)
20		2	2,8	4			2	2,8
25	2	2,3	3,5	5		2	2,3	3,5
32	2	2,9	4,4	6,4		2	2,9	4,4
40	2,4	3,7	5,5	8	2	2,4	3,7	5,5
50	3	4,6	6,9	10	2	3	4,6	6,9
63	3,8	5,8	8,6	12,6	2,4	3,8	5,8	8,6
75	4,5	6,8	10,3	15	2,9	4,5	6,8	10,3
90	5,4	8,2	12,3		3,5	5,4	8,2	
110	6,6	10	15,1		4,2	6,6	10	
125	7,4	11,4	17,1		4,8	7,4	11,4	
140	8,3	12,7	19,2		5,4	8,3	12,7	
160	9,5	14,6	21,9		6,2	9,5	14,6	
180	10,7	16,4	24,6		6,9	10,7	16,4	
200	11,9	18,2	27,3		7,7	11,9	18,2	
225	13,4	20,5			8,6	13,4	20,5	
250	14,8	22,7			9,6	14,8	22,7	
280	16,6	25,4			10,7	16,6	25,4	
315	18,7	28,6			12,1	18,7	28,6	
355	21,1				13,6	21,1	32,3	
400	23,7				15,3	23,7	36,4	
450	26,7				17,2	26,7	41	
500	29,6				19,1	29,6	45,5	
560					21,4	32,2		
630					24,1	37,4		
710					27,2	42		
800					30,6	47,4		

Tabla 7. 10. Espesores de la tubería de PE100.

	<b>Espesor mínimo (mm)</b>											
	<b>SDR</b>	<b>6</b>	<b>7,4</b>	<b>9</b>	<b>11</b>	<b>13,6</b>	<b>17</b>	<b>17,6</b>	<b>21</b>	<b>26</b>	<b>33</b>	<b>41</b>
	<b>Serie</b>	<b>2,5</b>	<b>3,2</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6,3</b>	<b>8</b>	<b>8,3</b>	<b>10</b>	<b>12,5</b>	<b>16</b>	<b>20</b>
<b>DN</b>	<b>PN (bar)</b>	<b>32,0</b>	<b>25,0</b>	<b>20,0</b>	<b>16,0</b>	<b>12,7</b>	<b>10,0</b>	<b>9,6</b>	<b>8,0</b>	<b>6,4</b>	<b>5,0</b>	<b>4,0</b>
<b>16</b>		3	2,3	2								
<b>20</b>		34	3	2,3	2							
<b>25</b>		4,2	3,5	3	2,3	2						
<b>32</b>		5,4	4,4	3,6	3	2,4	2	2				
<b>40</b>		6,7	5,5	4,5	3,7	3	2,4	2,3	2			
<b>50</b>		8,3	6,9	5,6	4,6	3,7	3	2,9	2,4	2		
<b>63</b>		10,5	8,6	7,1	5,8	4,7	3,8	3,6	3	2,5	2	
<b>75</b>		12,5	10,3	8,4	6,8	5,6	4,5	4,3	3,6	2,9	2,3	
<b>90</b>		15	12,3	10,1	8,2	6,7	5,4	5,1	4,3	3,5	2,8	2,3
<b>110</b>		18,3	15,1	12,3	10	8,1	6,6	6,3	5,3	4,2	3,4	2,7
<b>125</b>		20,8	17,1	14	11,4	9,2	7,4	7,1	6	4,8	3,9	3,1
<b>140</b>		23,3	19,2	15,7	12,7	10,3	8,3	8	6,7	5,4	4,3	3,5
<b>160</b>		26,6	21,9	17,9	14,6	11,8	9,5	9,1	7,7	6,2	4,9	4
<b>180</b>		29,9	24,6	20,1	16,4	13,3	10,7	10,2	8,6	6,9	5,5	4,4
<b>200</b>		33,2	27,4	22,4	18,2	14,7	11,9	11,4	9,6	7,7	6,2	4,9
<b>225</b>		37,4	30,8	25,2	20,5	16,6	13,4	12,8	10,8	8,6	6,9	5,5
<b>250</b>		41,5	34,2	27,9	22,7	18,4	14,8	14,2	11,9	9,6	7,7	6,2
<b>280</b>		46,5	38,3	31,3	25,4	20,6	16,6	15,9	13,4	10,7	8,6	6,9
<b>315</b>		52,3	43,1	35,2	28,6	23,2	18,7	17,9	15	12,1	9,7	7,7
<b>355</b>		59	48,5	39,7	32,2	26,1	21,1	20,1	16,9	13,6	10,9	8,7
<b>400</b>			54,7	44,7	36,3	29,4	23,7	22,7	19,1	15,3	12,3	9,8
<b>450</b>			61,5	50,3	40,9	33,1	26,7	25,5	21,5	17,2	13,8	11
<b>500</b>				55,8	45,4	36,8	29,7	28,3	23,9	19,1	15,3	12,3
<b>560</b>					50,8	41,2	33,2	31,7	26,7	21,4	17,2	13,7
<b>630</b>					57,2	46,3	37,4	35,7	30	24,1	19,3	15,4
<b>710</b>						52,2	42,1	40,2	33,9	27,2	21,8	17,4
<b>800</b>						58,8	47,4	45,3	38,1	30,6	24,5	19,6
<b>900</b>							53,3	51	42,9	34,4	27,6	22
<b>1000</b>							59,3	56,6	47,7	38,2	30,6	24,5
<b>1200</b>									57,2	45,9	36,7	29,4
<b>1400</b>										53,5	42,9	34,3
<b>1600</b>										61,2	49	39,2

### 3.3. Fundición

La tubería de fundición se fabrica a partir de la colada de mineral de hierro en diferentes condiciones. Aunque a lo largo de la historia han sido muchos los tipos de tubería en función de la tecnología de fabricación (fundición blanca, fundición maleable, fundición gris, etc.), hoy en día, para la conducción de agua para aplicaciones hidrosanitarias, se fabrica la tubería de fundición dúctil, cuya característica fundamental es que el grafito del mineral de hierro se encuentra de manera predominante en forma esferoidal.

La tubería de fundición dúctil tiene un recubrimiento interior que le posibilita su aplicación para el transporte de agua para consumo humano. Es en este tipo de tubería en el que nos vamos a centrar en este capítulo. Su fabricación, dimensiones, ensayos y condiciones de instalación están normalizadas según la Norma Europea EN 545.

Como su nombre indica el proceso de fabricación es por segunda fundición del hierro, si bien existen diferentes métodos:

- Fundición vertical con molde de arena, y
- Fundición por centrifugación en molde metálico

Al igual que sucede con otros materiales, para poder analizar las características de la tubería de fundición hay que describir una serie de conceptos:

- Diámetro nominal (DN): es una designación del diámetro del tubo que, aunque no tiene una relación exacta con ninguna dimensión, suele coincidir con el diámetro interior del tubo.

En este punto hay que hacer notar que, a diferencia de los materiales plásticos tratados hasta ahora, en la tubería de fundición el DN corresponde con el diámetro interior. En los plásticos el DN se corresponde con el diámetro exterior del elemento.

- Espesor nominal ( $e_n$ ): valor estándar que se corresponde con el espesor del tubo calculado según la fórmula

$$e_n = K(0,5 + 0,001 \text{ DN}),$$

con un mínimo de 6mm, donde K es la clase del tubo de fundición.

Se distinguen diferentes clases desde un K=7 hasta K=12, aunque lo habitual es tener tubos de clase K=9 K=10. Cuanto mayor es la clase del tubo, mayor es la resistencia a la presión hidrostática y al esfuerzo exterior que soporta el tubo.

- Espesor (e). Es el valor del espesor nominal menos la tolerancia dimensional del mismo y se calcula como

$$e = e_n - T$$

Con  $T = (1,3 + 0,001 \text{ DN})$ .

- Presión máxima de funcionamiento (PFA) : Presión interior que un componente de la canalización puede soportar con toda seguridad de forma continua en régimen hidráulico permanente (sin contar los efectos por golpe de ariete).

$$PFA = \frac{20 \cdot e \cdot R_t}{S_f \cdot D}$$

donde 'e' es el espesor mínimo de la pared del tubo, ' $R_t$ ' es la resistencia mínima a la tracción (420 MPa.), ' $S_f$ ' es un coeficiente de seguridad (se considera de valor

igual a 3), 'D' es el diámetro medio del tubo igual al diámetro exterior menos una vez el espesor.

Tabla 7. 11. Diámetros y espesores de la tubería de fundición

<b>TUBOS ABASTECIMIENTO DE AGUA</b>				
			<b>CLASE K 9</b>	<b>CLASE K10</b>
<b>DN (mm)</b>	<b>D<sub>ext nom</sub> (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>e (mm)</b>
<b>60</b>	77	6	6	6
<b>80</b>	98	6	6	6
<b>100</b>	118	6	6	6
<b>125</b>	144	6	6	6,2
<b>150</b>	170	6	6	6,5
<b>200</b>	222	6	6,3	7
<b>250</b>	274	6	6,8	7,5
<b>300</b>	326	6	7,2	8
<b>350</b>	378	6	7,7	8,5
<b>400</b>	429	6	8,1	9
<b>450</b>	480	6	8,6	9,5
<b>500</b>	532	6	9	10
<b>600</b>	635	6	9,9	11
<b>700</b>	738	7	10,8	12
<b>800</b>	842	7	11,7	13
<b>900</b>	945	7	12,6	14
<b>1000</b>	1048	7	13,5	15
<b>1100</b>	1152	7	14,4	16
<b>1200</b>	1255	8,26	15,3	17
<b>1400</b>	1462	8,19	17,1	19
<b>1500</b>	1565	8,18	18	20
<b>1600</b>	1668	8,18	18,9	21
<b>1800</b>	1875	8,17	20,7	23
<b>2000</b>	2082	8,13	22,5	25

- Presión máxima admisible (PMA): es la presión interna máxima que soporta la tubería incluyendo los efectos de golpe de ariete. Se calcula de la siguiente manera

$$PMA = 1,2 \text{ PFA}$$

- Presión de ensayo admisible (PEA): es la presión hidrostática máxima que es capaz de resistir la tubería durante un intervalo de tiempo relativamente corto. Se obtiene como el mayor de los siguientes valores

$$PEA = PMA + 5 \text{ (bar)}$$

$$PEA = 1,5 \text{ PFA si PFA vale } 64 \text{ bar}$$

En la Tabla 7. 12 y Tabla 7. 13 se pueden observar las distintas presiones en función del diámetro y la clase del tubo.

*Tabla 7. 12. Presiones admisibles para tubería con junta automática*

Presiones en bar	<b>K = 9</b>			<b>K = 10</b>		
<b>DN (mm)</b>	<b>PFA</b>	<b>PMA</b>	<b>PEA</b>	<b>PFA</b>	<b>PMA</b>	<b>PEA</b>
<b>60</b>	64	77	96	64	77	96
<b>80</b>	64	77	96	64	77	96
<b>100</b>	64	77	96	64	77	96
<b>125</b>	64	77	96	64	77	96
<b>150</b>	64	77	96	64	77	96
<b>200</b>	62	74	79	64	77	96
<b>250</b>	54	65	70	61	73	78
<b>300</b>	49	59	64	56	67	72
<b>350</b>	45	54	59	51	61	66
<b>400</b>	42	51	56	48	58	63
<b>450</b>	40	48	53	45	54	59
<b>500</b>	38	46	51	44	53	58
<b>600</b>	36	43	48	41	49	54
<b>700</b>	34	41	46	38	46	51
<b>800</b>	32	38	43	36	43	48
<b>900</b>	31	37	42	35	42	47
<b>1000</b>	30	36	41	34	41	46
<b>1100</b>	29	35	40	32	38	43
<b>1200</b>	28	34	39	32	38	43
<b>1400</b>	28	33	38	31	37	42
<b>1500</b>	27	32	37	30	36	41
<b>1600</b>	27	32	37	30	36	41
<b>1800</b>	26	31	36	30	36	41
<b>2000</b>	26	31	36	29	35	40

Una característica de las tuberías de fundición es que, al tratarse de un material metálico, puede estar sometido a corrosión. Es por ello, que se le protege, tanto interior como exteriormente, con un revestimiento que actúa como protección pasiva. Debido a ello, para obtener el diámetro exterior del tubo hay que sumar al espesor propio del tubo el espesor del recubrimiento interior.

Tabla 7. 13. Presiones admisibles para tubería de fundición con unión por brida

Presión en bar DN	PN 10			PN 16			PN 25			PN 40		
	PFA	PMA	PEA	PFA	PMA	PEA	PFA	PMA	PEA	PFA	PMA	PEA
<b>40 a 50</b>	Igual que PN 40			Igual que PN 40			Igual que PN 40			40	48	53
<b>60 a 80</b>	Igual que PN 40			Igual que PN 40			Igual que PN 40			40	48	53
<b>100 a 150</b>	Igual que PN 40			16	20	25	25	30	35	40	48	53
<b>200 a 300</b>	10	12	17	16	20	25	25	30	35	40	48	53
<b>350 a 1200</b>	10	12	17	16	20	25	25	30	35			
<b>1400 a 2000</b>	10	12	17	16	20	25						

Existen en el mercado diversos tipos de recubrimientos. La normativa especifica las condiciones de estos recubrimientos, los materiales que se permiten y los espesores de los mismos. Los más usados son: para la parte interior del tubo el recubrimiento con mortero de cemento, y para la parte exterior el recubrimiento de cinc con pintura bituminosa.

No obstante, el recubrimiento de mortero de cemento tiene la desventaja que con grados de ovalación altos del tubo (superior al 4%) pueden fracturarse o desprenderse. Existen otros recubrimientos admitidos por la normativa que admiten un mayor grado de ovalación antes de la pérdida de adherencia o la fragmentación. Este recubrimiento es a base de resina de poliuretano.



Figura 7. 12. Tubería de fundición con recubrimiento interior de poliuretano.

Las tuberías de fundición disponen de uno de sus extremos acopados para poder encajar en el extremo liso de otro tubo. Esto permite diversos sistemas de unión:

- Unión flexible por junta automática. En el interior de la copa se dispone de un anillo de caucho o de EDPM (etileno-propileno-dieno) que al enchufarse un tubo en el otro, y debido a la presión de la pared exterior de un tubo y la interior del otro, asegura la estanqueidad.

La única fijación que tienen es la propia fuerza de rozamiento entre tubería y junta elástica por lo que no soportan grandes esfuerzos a tracción. Por su parte, tiene la ventaja de absorber una cierta desalineación del tubo, lo que además es aprovechado en algunos casos para conseguir las curvas del trazado de la conducción.

Tabla 7. 14. Desviación angular admisible por la unión automática

Desde DN40 a DN300	3°30'
Desde DN350 a DN600	2°30'
Desde DN700 a DN2000	1°30'

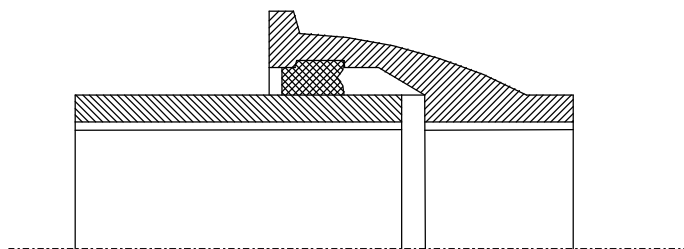


Figura 7. 13. Junta automática para tubería de fundición

- Unión mecánica por junta acerrojada. Cuando la resistencia a la tracción de la junta automática resulta insuficiente se puede colocar un dispositivo adicional que aumente dicha resistencia. La pieza se acopla a través de un bulón atornillado a la copa por un lado y a través de un asiento cónico de goma apretado con el bulón al extremo liso por el otro.

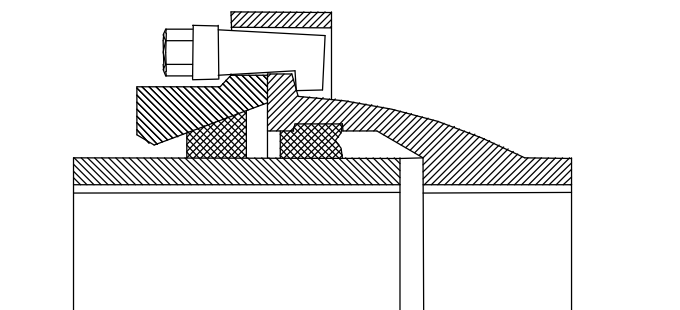


Figura 7. 14. Junta acerrojada para tubería de fundición.

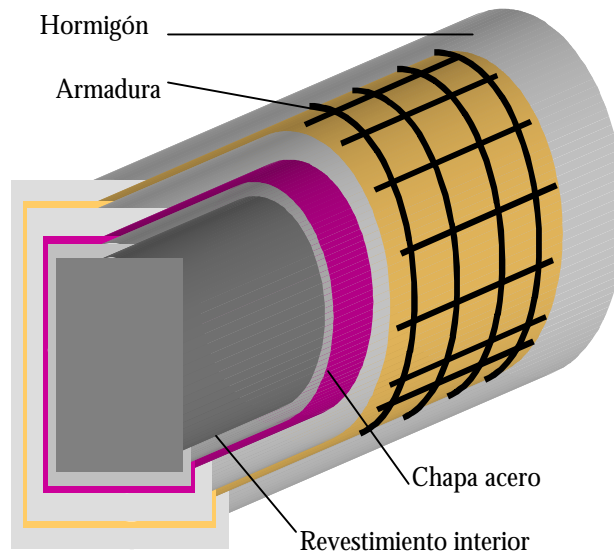
La junta acerrojada debe admitir al menos la mitad de la desalineación que la de la junta automática.

- Unión rígida por brida. Los tubos también se pueden fabricar con sus extremos embridados. La alineación que admiten es nula pero soportan mejor el esfuerzo axial. En trazados sinuosos, la utilización de unión por bridas requiere de un replanteo del trazado muy exacto lo que dificulta su uso.

### 3.4. Hormigón

Son varios los tipos de tubería de hormigón para conducciones a presión que existen en el mercado:

- tubería de hormigón armado con camisa de chapa. Está constituido por un tubo intermedio de chapa de acero, con doble revestimiento de hormigón, siendo por el exterior armado con armadura longitudinal y transversal (dispuestas de manera concéntrica o helicoidal) que conjuntamente con la camisa de chapa aumentan la resistencia al tubo. La camisa de chapa, además, asegura la estanquidad del tubo.



*Figura 7. 15. Tubería de hormigón armado con camisa de chapa*

- Tubería de hormigón postensado con camisa de chapa. Está constituido por un núcleo formado por chapa de acero, que asegura la estanqueidad de la tubería, revestida de hormigón a ambos lados, y otro núcleo exterior zunchado tangencialmente con alambre de acero de alta resistencia, que participa también en la resistencia del tubo, y que se reviste posteriormente con hormigón tanto interior como exteriormente para protegerlo de la corrosión.
- Tubería de hormigón pretensado con camisa de chapa. Está formado por una camisa de chapa sobre la que se zuncha un alambre de alta resistencia previamente tensionado para su posterior revestimiento de hormigón.

Existen otras tipologías de tubería de hormigón que no disponen de camisa de chapa (tubería de hormigón armado con armadura difusa sin camisa de chapa, tubería de hormigón en masa, tubería de hormigón pretensado sin camisa de chapa, etc.). Aunque están admitidas para aplicaciones con presión, no son las más indicadas y su uso es más frecuente en conducciones que trabajan en lámina libre.

La elección del tipo de tubería varía dependiendo de la función a que se le destine. Para conducciones con timbrajes pequeños o medianos es suficiente con una tubería de hormigón armado con camisa de chapa. Cuando los timbrajes son elevados, además de la camisa, la armadura conviene que esté postensada.

Al igual que se ha hecho con el resto de materiales, se van a introducir una serie de definiciones que ayudarán a entender los parámetros de la tubería:



- Diámetro nomina (DI/ID). Designación del diámetro del componente que viene a coincidir con el valor del diámetro interior del tubo expresado en milímetros.
- Presión de cálculo. Es la máxima presión en el interior del tubo en condiciones de régimen permanente. Es un valor especificado por el proyectista atendiendo a las condiciones de servicio y a criterio del mismo.
- Presión máxima de cálculo. Es la presión de cálculo incrementada en la presión correspondiente al golpe de ariete.
- Presión de prueba de la conducción. Es la presión que se puede aplicar durante un periodo de tiempo relativamente corto a una tubería ya instalada para realizar la prueba de estanqueidad.

Como criterio general y para facilitar la identificación, tanto durante la instalación como una vez colocada y en funcionamiento, los tubos se marcarán de forma indeleble en cada extremo del tubo con la siguiente información:

- La norma UNE que le es de aplicación
- Si el tubo está destinado al transporte de agua potable una 'P' tras el número de norma
- Identificación del fabricante y el lugar de producción
- Fecha de fabricación
- Diámetro nominal y resistencia mecánica que soporta
- Desviación angular del tubo

#### *Hormigón armado con camisa de chapa*

Como se ha comentado, el tubo está compuesto por una chapa de acero, de espesor mínimo de 1,5 mm., y exteriormente a la misma una o varias jaulas de armadura dispuestas en forma de hélice continua soldada a barras longitudinales o con espiras concéntricas soldadas a barras longitudinales o con un mallazo electrosoldado, todo ello revestido de hormigón tanto interior como exteriormente.

El tubo va unido entre sí a otros tubos mediante junta elástica, Figura 7. 16, o mediante soldadura de las camisas y posterior hormigonado de la unión, Figura 7. 17.

Estos tipos de unión admiten un cierto grado de desviación, sea cual sea el tipo de tubería, angular que puede ser aprovechado para el trazado de curvas en la conducción. Las desviaciones admisibles son función del diámetro y son las reflejadas en la Tabla 7. 15.

*Tabla 7. 15. Desviaciones angulares admisibles para tubería de hormigón*

<b>DN/ID</b>	<b>Junta semiflexible</b>	<b>Junta flexible</b>
<b>&lt;300</b>	1° 43'	3° 26'
<b>300 =DN= 600</b>	1° 09'	2° 18'
<b>600 =DN= 1000</b>	0° 34'	1° 09'
<b>DN &gt; 1000</b>	34' x 1000/(DN/ID)	1° 09' x 1000/(DN/ID)

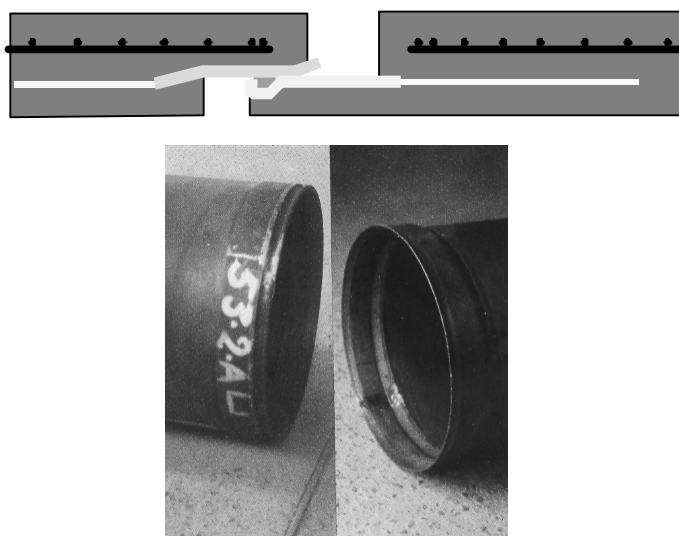


Figura 7. 16. Unión por junta elástica de tuberías de hormigón con camisa de chapa. Fte: Tubos Fábrega

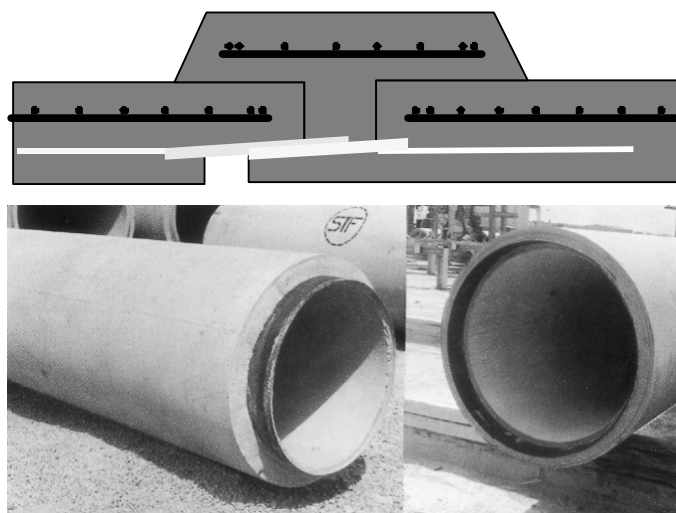


Figura 7. 17. Unión por soldadura de la tubería de hormigón con camisa de chapa. Fte: Tubos Fábrega

Las dimensiones de los tubos según la norma UNE EN 641 se recogen en la Tabla 7.16.

#### *Hormigón postensado con camisa de chapa*

El tubo está formado por dos núcleos, el de la camisa de chapa y el de la armadura postensada. En el proceso de fabricación se conforma el núcleo interior con la camisa de chapa revestida de hormigón. Cuando todavía el hormigón no ha fraguado completamente, pero tiene cierta capacidad resistente, se zuncha con alambre de alta resistencia con una tensión inicial. Posteriormente se reviste este núcleo exterior para protegerlo de la corrosión.

Al igual que otras tipologías, los sistemas de unión son mediante junta elástica y por soldadura y posterior hormigonado de la junta.

*Hormigón pretensado con camisa de chapa*

A diferencia del proceso de conformación del tubo de hormigón postensado, en el tubo pretensado el alambre de alta resistencia se aplica antes del revestido del núcleo, por lo que incluye también al alambre.

*Tabla 7. 16. Espesores mínimos de tubería de hormigón armado con camisa de chapa*

<b>DN/ID</b>	<b>Espesor min. (mm)</b>	<b>DN/ID</b>	<b>Espesor min. (mm)</b>
<b>250</b>	50	<b>1400</b>	110
<b>300</b>	50	<b>1500</b>	115
<b>400</b>	50	<b>1600</b>	125
<b>500</b>	55	<b>1800</b>	140
<b>600</b>	60	<b>2000</b>	155
<b>700</b>	65	<b>2100</b>	165
<b>800</b>	70	<b>2200</b>	170
<b>900</b>	75	<b>2400</b>	185
<b>1000</b>	80	<b>2500</b>	195
<b>1100</b>	85	<b>2600</b>	200
<b>1200</b>	95	<b>2800</b>	215
<b>1250</b>	100	<b>3000</b>	220
		<b>3200</b>	230

*Tabla 7. 17. Espesores mínimos de pared del tubo postensado con camisa de chapa*

Diámetro mm		Espesor					Long. útil m	Peso tubo Kg
		Total	Núcleo			Revestimiento		
Interior	Exterior		Total	Interior	Exterior			
500	672	86	58	24	34	28	6,267	2500
600	776	88	60	24	36	28	6,267	3000
700	886	93	65	26	44	28	6,267	3600
800	996	98	70	26	44	28	6,267	4300
900	1106	103	75	28	47	28	6,267	5100
1000	1220	110	82	28	54	28	6,267	6000
1100	1296	98	70	30	40	28	6,267	5900
1200	1406	103	75	30	45	28	6,267	6700
1250	1456	103	75	30	45	28	6,267	6900
1300	1526	113	85	35	50	28	6,267	8000
1600	1876	138	110	32	78	28	6,267	11600
1800	2086	143	115	37	78	28	5,267	11500
2800	3210	205	170	50	120	35	2,422	11600
3000	3430	215	180	50	130	35	2.282	12300

Sin embargo este tipo de tubería no ha demostrado ser tan efectivo como los anteriores pues, a largo plazo, tiene un índice de fallos por fuga mayor que otros tipos de tubería de hormigón.

Las dimensiones de los tubos que recoge la normativa UNE EN 642 se presenta en la Tabla 7. 18.

Los sistemas de unión entre tubos con camisa de chapa son los mismos que para otras tipologías, es decir, con junta elástica o con unión por soldadura.

*Tabla 7. 18. Espesores mínimos de pared del tubo de hormigón pretensado*

DN/ID	Espesor (mm)			DN/ID	Espesor (mm)		
	Con camisa chapa	Sin Camisa chapa			Con camisa chapa	Sin Camisa chapa	
		Solo pared del núcleo	Pared del tubo				Monolítico
500	50	40	45	1500	90	70	90
600	50	40	45	1600	100	75	95
700	50	40	50	1800	115	75	105
800	50	45	55	2000	125	80	115
900	55	45	60	2200	135	90	125
1000	65	50	65	2400	145	100	135
1100	70	50	70	2500	150	100	140
1200	75	60	75	2600	160	110	145
1250	75	60	80	2800	170	120	155
1400	85	70	85	3000	180	130	165

### 3.5. Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)

Aunque es un material que se usa para la conducción de agua a presión desde hace más de 30 años, posiblemente la tubería de poliéster reforzado con fibra de vidrio sea de todos los materiales que se comentan en este capítulo el menos conocido.

Son tuberías que se fabrican con resina de poliéster, reforzado con hilos o filamentos de fibra de vidrio, materiales inertes como arena o carbonato cálcico que se utilizan para mejorar la mezcla, y catalizadores para favorecer la polimerización de la resina y acelerar el proceso de fabricación.

Existen diversas tecnologías de fabricación del tubo. Entre ellas están el proceso de mandril de avance continuo, que se caracteriza por la incorporación de las fibras continuas desde el interior hacia el exterior, y el proceso por centrifugado, en el que la incorporación de fibras es discontinua y se hace desde el exterior hacia el interior.

En general, son tubería cuya aplicación se reduce a sistemas de distribución a temperaturas inferiores a 35°C. La utilización de polímeros en su proceso de fabricación, el efecto de una temperatura elevada y la acción de los esfuerzos hidráulicos hace que el tubo, con el tiempo, pierda cualidades de resistencia. Este efecto no es específico de este tipo de material, sino que es común a todos los plásticos, variando el efecto que la temperatura ejerce sobre cada uno de ellos en función de su material

Las tuberías de PRFV se fabrican en diferentes calidades y resistencias. Así se distinguen los tubos según la presión máxima que admiten y según la rigidez estructural del tubo. El espesor del tubo varía en función de la resistencia a la presión hidrostática interna y la resistencia mecánica al esfuerzo externo.

Tabla 7. 19. Dimensiones de la tubería de PRFV. Valores de fabricante.

		PN6				PN10				PN16		PN20		PN25	
		SN5000		SN10000		SN5000		SN10000		SN10000		SN10000		SN10000	
DN	Dext	e	kg/m	e	kg/m	e	kg/m	e	kg/m	e	kg/m	e	kg/m	e	kg/m
150	168	4	4	5,2	5,2	6	6	7	7						
200	220	4,7	5,8	6,2	7,5	6,2	7,9	5,8	7,4	7,5	9,5	8,7	11	10,2	12,8
250	272	5,7	9	7,3	11,4	6,6	10,1	6,9	11	8,7	13,6	10,1	16	12	16,7
300	324	6,6	12,5	8,4	15,9	7,2	13,5	7,9	15,4	9,7	18,2	11,2	21,2	13,3	24,8
350	376	7,3	16,3	9,6	21,4	7,9	17,2	9	20,5	11,2	24,4	12,5	27,5	16	32,6
400	401	7,7	18,5	10	23,7	7,9	18,6	9,5	23,4	11,5	27,2	13	30,5	15,4	36,1
400	427	8,3	21	10,2	26,4	8,8	21,7	10,3	26,1	11,8	29,1	14	34,7	16,4	40,4
450	478	8,8	25,4	9	25,3	10,9	32,1	13,2	37,3	13,2	42	17,7	49,6	17,7	49,6
500	501	9,1	27,8	12,1	36,3	9,4	27,8	11,3	35,2	12,4	36,8	15,1	44,4	17,6	52
500	530	10	32,3	12,3	40,3	10,3	31,9	12,4	39,7	13,9	43,1	16,7	51,5	18,7	57,7
600	616	11,5	43,4	14,1	54,3	11,8	42,8	14,2	53,3	15,7	56,8	18,5	66,6	21,2	75,9
700	718	13,1	58,8	16,2	73,7	13,5	57,7	16,3	71,8	18,1	76,6	21,1	88,9	23,9	101,6
800	820	14,8	76,4	18,3	95,8	15,2	74,8	18,4	93,2	20,6	100	23,8	114,8	26,6	127,9
900	924	16,5	96,1	20,5	121,7	17	94,4	20,6	117,9	22,9	126,1	26,4	144	31	169
1000	1026	18,2	118,3	22,7	150	18,7	115,9	22,7	145	25	153,2	28,6	173,5	33,8	204,6
1100	1099	18,8	127,6	24,9	171,8	18,5	122,1	23	158,2	24	159,2	29,9	197,6		
1200	1229	21,7	170,1	27	215,3	22,1	165,1	26,9	206,7	29,6	217,9	33,8	245,9		
1400	1434	25,1	231,1	31,2	292,6	25,5	223,5	31,3	280,7	34	293,4	38,9	331,8		
1500	1499	24,6	229,4	33,2	317,2	24,6	221,8	30,6	289,9	35,4	318,8	39,9	360,1		
1600	1638	26,4	271,5	36,3	378,4	26,4	263,2	33,2	345,4	38,7	381,3	43,4	428,9		
1800	1842	29,2	338	40,5	476,8	29,2	327,1	36,7	430,5	42,9	476				
2000	2046	32,3	417,7	44,7	585,9	32,4	403,5	40,9	535						
2200	2250	35,5	504,5	49,1	709,3	35,5	487,2	44,9	644,9						
2400	2400	37,8	573,6	52,1	804,3	37,8	553,8	47,9	733,9						

Para poder comprender las características de los tubos, al igual que en para el resto de materiales, hay que introducir una serie de conceptos:

- Diámetro nominal (DN). Es un valor estándar que identifica el diámetro del tubo, pero que no guarda relación directa ni con el valor de diámetro exterior ni con el valor de diámetro interior.
- Rigidez nominal (SN). Es un valor que identifica, para fines de clasificación, la rigidez del tubo expresada en N/m<sup>2</sup>. No guarda relación directa con la rigidez específica, pero es orientativa de su valor.

Son valores estándar de la rigidez nominal los siguientes: 630, 1250, 2500, 5000, y 10000.

- Rigidez circunferencial específica (S). Es la característica física que mide la deflexión circunferencial del tubo sometido a una carga externa.

Se define por la ecuación:

$$S = \frac{E I}{d_m^3}$$

donde 'd<sub>m</sub>' es el diámetro medio definido como d<sub>m</sub> = d<sub>ext</sub> - e = d<sub>int</sub> + e

e 'I' es el momento de inercia de la sección transversal del tubo que se obtiene

$$\text{como } I = \frac{e^3}{12}$$

- Presión nominal (PN). Designación estándar de la resistencia a la presión interna del tubo. Aunque no tiene porque coincidir con ningún valor de presión límite, es un valor aproximado de la presión de trabajo máxima.

Se consideran como valores aceptados de la presión nominal los siguientes: 2.5, 4, 6, 10, 12.5, 16, aunque pueden fabricarse tubos fuera de este rango debiendo indicarse de forma adecuada.

- Presión de trabajo máxima. Es la máxima presión interna que existe en el tubo de forma continuada sin considerar las sobrepresiones por efectos de flujo transitorio.
- Presión de diseño máxima. Es la presión de trabajo máxima más la sobrepresión debida a los fenómenos de flujo transitorio. La tubería está diseñada soportar una presión de diseño máxima igual 1,4xPN.

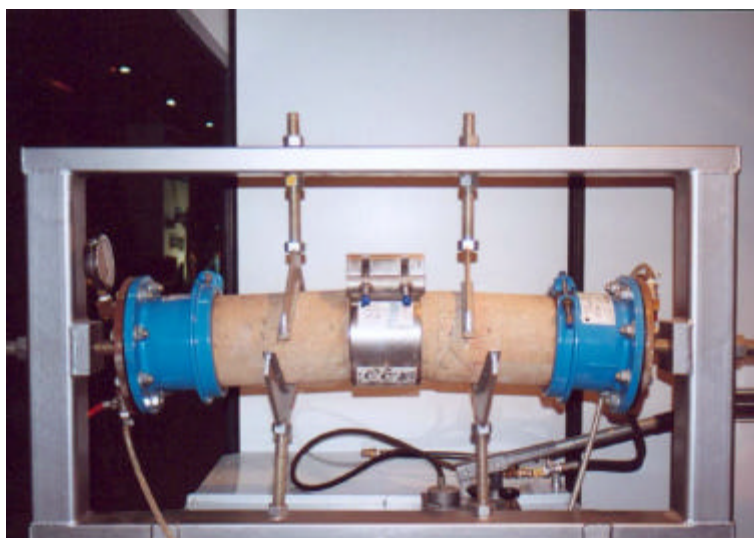
En la actualidad se está elaborando un proyecto de norma que estandarice las dimensiones de los tubos. Entre tanto, hay que remitirse a los fabricantes para conocer las dimensiones reales correspondientes a cada valor nominal.

La tubos pueden unirse entre sí mediante la utilización de manguitos mecánicos de unión, ya sean de PRFV con doble junta, o de acero también con doble junta. Estos últimos además se emplean para la reparación de fugas en el tubo.

Al ser un sistema de unión mecánico, se admite un cierto grado de desalineación en los tubos, lo que facilita el trazado y su montaje.

*Tabla 7. 20. Desviación admisible en la uniones de PRFV*

<b>DN</b>	<b>Desviación</b>
<b>=500</b>	<b>3°</b>
<b>600-1000</b>	<b>2°</b>
<b>1100-1600</b>	<b>1°</b>
<b>&gt;1800</b>	<b>0,5°</b>



*Figura 7. 18. Unión de acero universal para tubería de PRFV. Ensayo de desviación angular.*

## 4. INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

### 4.1. Generalidades.

Al margen de los comportamientos hidráulico de las conducciones en el conjunto del sistema de abastecimiento, que ya se tratan con profusión en otros capítulos de esta documentación, en este apartado se van a analizar las consideraciones estructurales que afectan a la instalación de tubos.

Ahora bien, al igual que el comportamiento hidráulico de cualquier elemento del sistema de distribución viene condicionado por el resto de elementos del sistema y no puede analizarse aisladamente, el comportamiento mecánico y estructural del elemento 'tubería' no puede analizarse sin tener en cuenta el entorno en el que va a quedar instalada y la propia forma de instalación. Así es importante estudiar la interacción con el terreno en instalaciones enterradas o la respuesta de los anclajes y fijaciones en instalaciones aéreas.

Es importante realizar una buena instalación del tubo por cuanto que, si no es así, se pueden producir fallos que lleven a la aparición de fugas en las tuberías, generalmente por desenchufado de los tubos, y en el caso extremo a un colapso estructural que rompería el elemento, con las consecuencias que ello puede suponer: producir una fuga importante y posibles daños materiales.

Al margen de los daños en el tubo, una instalación defectuosa también puede afectar al terreno en el que se ubica la conducción. Una zanja incorrectamente diseñada y ejecutada puede producir asentamientos indeseados que son especialmente graves cuando sobre el terreno donde está la conducción discurre tráfico rodado.

La decisión de elegir una conducción de un material u otro puede venir condicionada por consideraciones de instalación, y viceversa, si se ha optado por un material será necesario colocarlo con la debidas garantías.

Dos son las configuraciones típicas de instalación de una conducción:

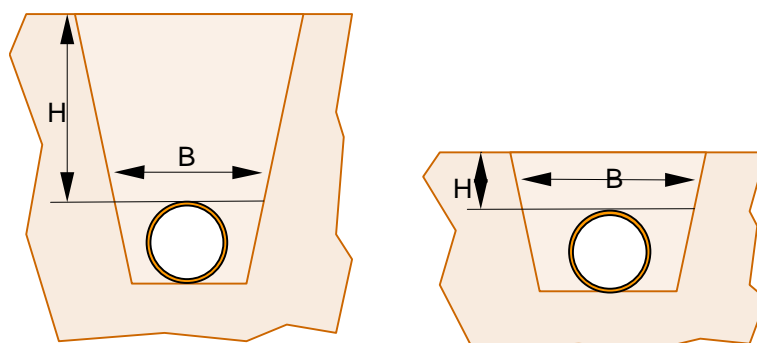
- trazado enterrado
- trazado aéreo.

En este capítulo no se van a tratar los tubos con trazado aéreo puesto que su instalación presenta muchos menos problemas que las conducciones con trazados enterrados.

Cuando el trazado es enterrado, la tubería puede discurrir de diferentes maneras. En la normativa que se va a emplear para el cálculo mecánico del tubo se distinguen las siguientes morfologías:

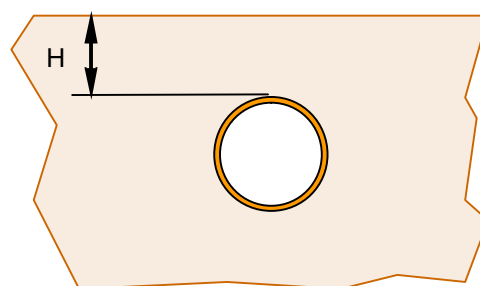
- en zanja (Figura 7. 19). El terreno se excava previamente a la colocación del tubo y después se rellena.
- en terraplén (Figura 7. 20). No existe excavación previa: Se coloca el tubo sobre una cama adecuada (que si que puede requerir de excavación) y después se cubre con el material de relleno.
- En zanja terraplenada (Figura 7. 21). Es una combinación de ambas. Una vez hecha a instalada la tubería en zanja hay una aportación de material de relleno por encima de la rasante.
- En zanja combinada (cuando por la misma zanja discurren más de una conducción)

*Los efectos que el terreno producen sobre el tubo en cada una de las tipologías es distinto por lo que los procedimientos de cálculo contemplan por separado cada una de las posibilidades.*



Zanja estrecha si:  
 $B < 2 D_n$  y  $H > 1.5B$   
 $2D_n < B \leq 3D_n$  y  $H > 3.5B$

Figura 7. 19. Instalación en zanja. Zanja estrecha y zanja media.



$$B = 4 D_n$$

Figura 7. 20. Tubería instalada en terraplén



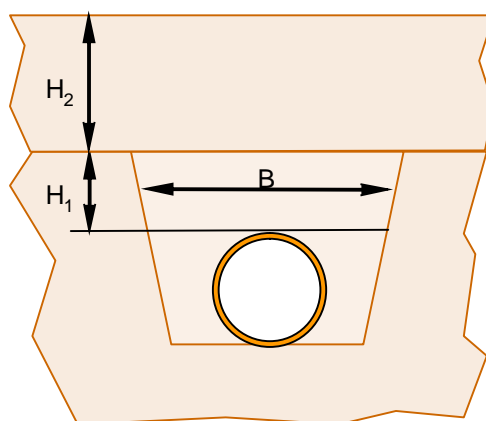


Figura 7. 21. Instalación en zanja terraplenada

#### 4.2. Resistencia mecánica del tubo

Los tubos que discurren enterrados están sometidos a una serie de cargas externas que deben ser capaces de soportar. Estas cargas externas son de varios tipos:

- cargas debidas al peso propio del terreno que tienen por encima.
- Cargas horizontales debidas al peso del terreno que tienen alrededor (estas no son siempre desfavorables pues para tubería flexible mejoran el comportamiento del tubo)
- Cargas debidas al tránsito sobre la rasante de la zanja en la que está instalada el tubo.
- Y otras cargas debidas al peso propio del tubo y al agua que contienen, que influyen mucho menos

Para las cargas debidas al peso propio del terreno, cuánto más profunda esté colocada la conducción mayor será su valor. Desde este punto de vista, interesa colocar los tubos a poca profundidad.

Las cargas debidas al tránsito sobre la solera pueden ser debidas a la circulación de transeúntes o al tráfico rodado. Se puede considerar como una carga puntual en el lugar donde el vehículo o la persona apoya sobre el terreno. La carga debida a la circulación de transeúntes es muy pequeña comparada con la carga debida al tráfico rodado, por lo que es ésta la situación más desfavorable. De hecho, a efectos de cálculo la situación en la que sólo hay circulación de transeúntes sobre la zanja se considera como una situación sin tránsito.

En la Figura 7. 22 se muestra cómo es la distribución de esfuerzos debidos a una carga distribuida 'q' sobre una sección cuadrada. Se observa que a mayor profundidad la carga que actúa sobre el elemento es más pequeña y al revés, cuanto menor es la profundidad el tubo tiene que soportar una carga mayor.

Así pues, los efectos del peso propio del terreno y de la carga debida al tráfico rodado son contrarios. Es por ello que, a la hora de instalar una conducción, hay que respetar una profundidad mínima, pero no se puede sobrepasar un valor máximo.

Como quiera que estos límites dependen de muchos factores es por lo que es necesario realizar una comprobación de resistencia mecánica del tubo.

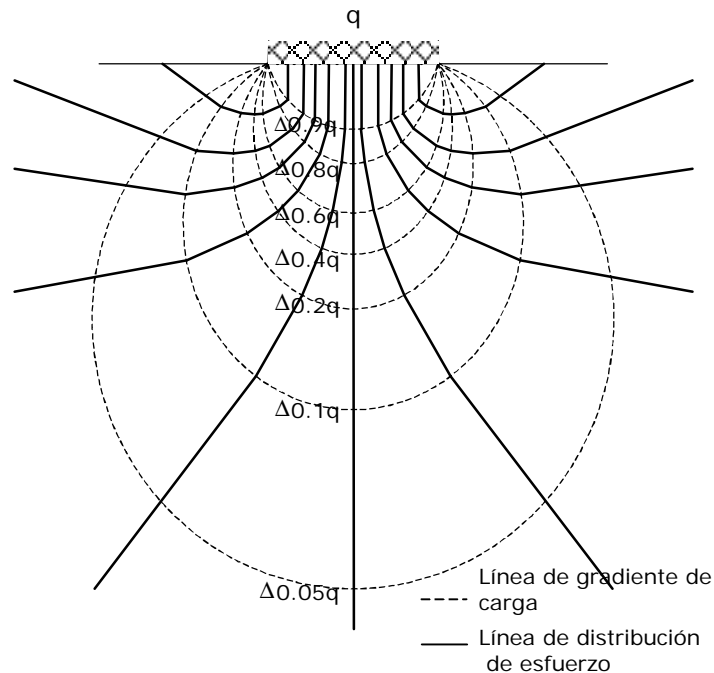


Figura 7. 22. Distribución de una carga puntual sobre el terreno

Al margen de los valores de las cargas, existen otros factores que pueden mayorar ó minorar el efecto de dichas cargas sobre el tubo y que depende de las condiciones de instalación, del tipo de suelo, del tipo de zanja, etcétera. . A efectos del cálculo mecánico, hay que analizar el comportamiento conjunto del sistema tubo-suelo.

Desde el punto de vista exclusivamente del tubo, la resistencia depende de la rigidez estructural del mismo. Como ya se ha visto en las características de algún material, se define la rigidez estructural, S, como:

$$S = \frac{E \cdot I}{D^3} = \frac{E}{12} \left( \frac{e}{D} \right)^3$$

Donde 'E' es el módulo de elasticidad del material, 'D' es el diámetro interior del tubo, 'I' es el momento de inercia del tubo y 'e' es el espesor de pared del tubo.

De esta manera, se distinguen tres tipos de tubería según su rigidez:

- Tuberías rígidas, para elementos con una rigidez estructural  $S > 20 \text{ t/m}^2$ , como por ejemplo es el caso del hormigón
- Tuberías semi-rígidas, para una rigidez entre  $10 < S < 20 \text{ t/m}^2$ , como es el caso de la fundición
- Tuberías flexibles, para una rigidez  $S < 10 \text{ t/m}^2$ , como son los aceros y las tuberías de plástico de cualquier tipo.

Como ya se ha comentado, la rigidez del tubo por sí misma no garantiza la estabilidad mecánica del mismo. La interacción que existe entre el tubo y el terreno hace que éste juegue un papel importante en la estabilidad de la tubería. Es por ello que los procedimientos de comprobación analizan el sistema tubo-terreno.

El procedimiento de comprobación a cargas externas, la forma de realizar la zanja, el relleno de la misma y otros aspectos, van a ser distintos para cada uno de los tipos de tubería descritos anteriormente puesto que tienen distinta forma de interaccionar con el terreno que rodea al tubo.

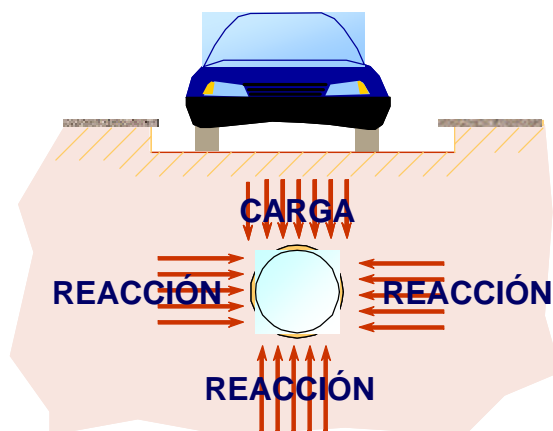


Figura 7. 23. Comportamiento ante cargas externas

Los tubos rígidos se caracterizan por admitir un grado de deformación muy bajo que hace que se produzca la fractura antes de alcanzar una deformación importante. Al no admitir deformación, la que experimenta el terreno es mayor que la del tubo lo que induce un reparto de cargas muy particular (véase la Figura 7. 24), que condiciona la metodología de cálculo.

En efecto, el coeficiente de compresibilidad,  $E$ , se define como la relación entre la presión que actúa sobre el elemento, tubo o terreno, dividido por la deformación unitaria que experimenta.

$$E = \frac{p}{e},$$

donde  $e$ , para el caso del tubo, se considera como  $e_t = \frac{\delta_t}{D}$ , siendo  $\delta_t$  la deformación del tubo por efecto de la carga y  $D$  es el diámetro exterior del tubo.

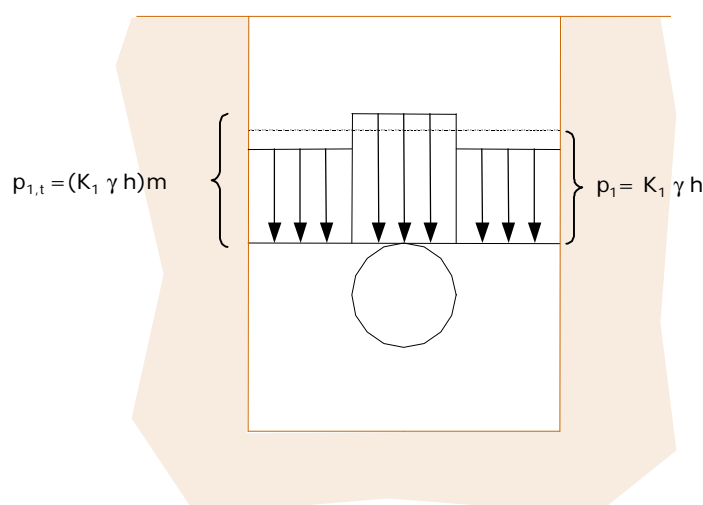


Figura 7. 24. Distribución de presiones en la zanja por efecto de la deformación del tubo. Tubo menos deformable que el terreno

El conjunto tubo-terreno está soportando unas cargas que son las que hacen que se deformen. La deformación,  $\delta$ , que experimenta el terreno y el tubo tiene que ser la misma. Al ser más rígido el tubo que el terreno, el módulo de compresibilidad del tubo es menor que el del terreno y se produce una redistribución de presiones distinta sobre el tubo que sobre el terreno de relleno que está alrededor, de tal forma que el tubo recibe más presión que el resto del terreno. Este efecto se tiene en cuenta a través de un coeficiente de redistribución de cargas denotado como 'm'.

Sin considerar las cargas puntuales, la carga que soporta el sistema tubo-terreno es la debida a la peso del terreno que hay encima de la clave del tubo.

$$P_1 = \gamma b h$$

donde ' $\gamma$ ' es el peso específico del terreno, ' $b$ ' es el ancho de la zanja en el plano de la clave, y ' $h$ ' es la profundidad a la que se encuentra el plano de la clave del tubo.

En la práctica, existe un rozamiento del terreno con las paredes de la zanja, lo que produce una disminución de la carga.

Así, la carga que soporta el tubo,  $P_1$ , al final queda:

$$P_1 = K_1 \gamma b h$$

donde  $K_1$  es un coeficiente reductor que tiene en cuenta el rozamiento lateral del terreno.

A efectos de cálculo, la carga que soportará el tubo será  $P_1$  por el coeficiente de redistribución de cargas. Los diferentes procedimientos de cálculo para la comprobación de cargas establecen qué debe valer dicho coeficiente.

Al no haber deformación en el tubo, no se transmite esfuerzo lateral al terreno y esa carga es absorbida en su mayor parte por la generatriz superior y transmitida por la inferior (Figura 7. 25).

Por todas estas razones cobra especial importancia la cama sobre la que descansa el tubo, así como el ángulo de apoyo. La cama debe ser de un material muy uniforme y con pocos huecos. Por otro lado, un ángulo de apoyo alto, por ejemplo  $120^\circ$ , produce un mejor reparto de la carga (pero también es más difícil de lograr debido a la buena compactación que se requiere).

En el caso de la tubería flexible, el tubo es más deformable que el terreno. Esta situación significa que el módulo de compresión del tubo es menor que el del terreno. A igualdad de deformación entre el terreno y el tubo, el menor módulo de compresión del tubo hace que la distribución de presiones debidas a la carga que recibe sea menor que la del terreno que le rodea, tal y como se aprecia en la Figura 7. 26. El terreno soporta ahora más carga que el tubo.

Se puede definir un coeficiente de redistribución de la carga ' $m_d$ ' que vale

$$m_d = \frac{b}{D}$$

donde ' $b$ ' es el ancho de la zanja y ' $D$ ' es el diámetro exterior del tubo. Así, el tubo sólo soporta la carga debida al peso propio del terreno que hay por encima del tubo y no la de toda la zanja, minorado con un coeficiente de reducción debido al rozamiento del terreno.

$$P_2 = K_2 \gamma D h$$

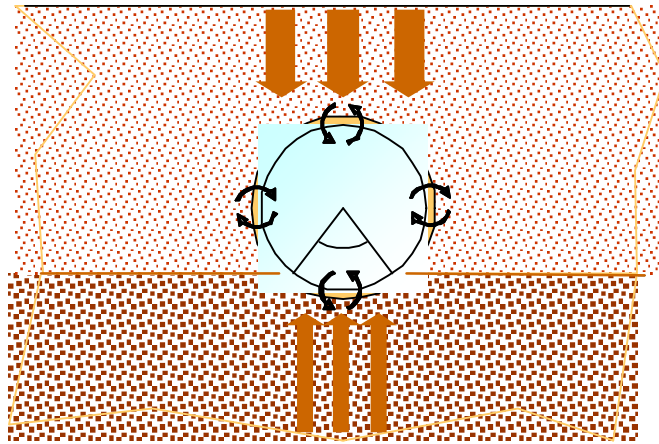


Figura 7. 25. Interacción tubo-suelo en tubería rígida

El coeficiente  $K_2$  de reducción es el coeficiente de rozamiento del relleno que hay por encima del tubo con el resto del relleno de la zanja.

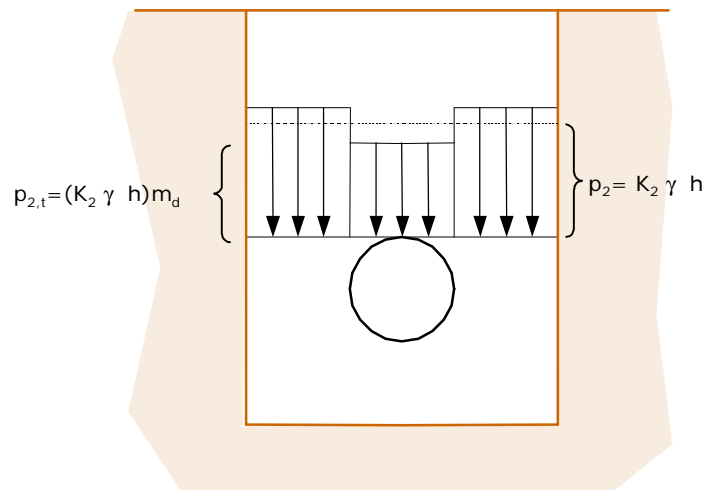


Figura 7. 26. Distribución de presiones en la zanja por efecto de la deformación del tubo. Tubo más deformable que el terreno

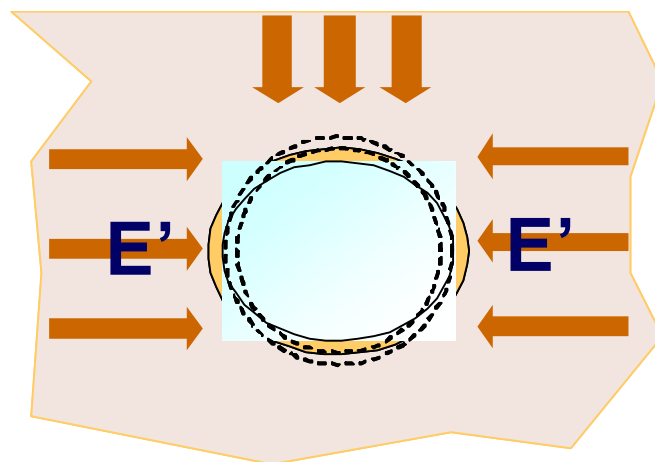


Figura 7. 27. . Interacción tubo-suelo en tubería flexible.

La deformación produce que el tubo se ovale de manera ostensible, transmitiendo cargas al terreno en la zona de los riñones. El colapso del tubo se producirá al sobrepasarse la ovalación máxima que admite. Si el terreno es la suficiente calidad y está compactado de manera adecuada, es capaz de transmitir un esfuerzo que se opone a la acción de la carga y que contrarresta la ovalación, haciendo que el tubo será más estable a la carga exterior que actúa sobre él.

#### *Comprobación para tubería flexible*

En la norma UNE 53.331 se describe, de manera pormenorizada, el procedimiento estandar para la comprobación de las tuberías de Polietileno y PVC sometidas a cargas externas. El procedimiento es muy metódico y, de hecho, no es difícil encontrar software desarrollado por los fabricantes de estos tubos que realizan dicha comprobación.

En este apartado no se va a desarrollar dicho procedimiento sino que simplemente se va a realizar un análisis de cómo influyen los diferentes parámetros que se requieren para el cálculo, de tal manera que el técnico disponga de elementos de juicio para tomar una decisión sobre su elección. Se insiste en el que el cálculo se debería realizar siguiendo el método de la norma.

Para otros materiales que se pueden considerar como flexibles, pero que no son expresamente el PE ni el PVC, la norma no especifica su posible aplicación. No obstante, el procedimiento descrito sirve perfectamente para esos otros materiales flexibles sin más que disponer de todos los datos necesarios del tubo que se solicitan en la norma.

El resultado final de la comprobación es detectar si el grado de ovalación máximo que alcanza el tubo sometido a carga externa está por debajo del 5%, límite por encima del cual se considera que el tubo falla. Además, se realiza una comprobación de los coeficientes de seguridad para las tensiones sobre el tubo en la zona de la base, la clave y los riñones, y el coeficiente de seguridad para la estabilidad frente a cargas verticales.

Los datos que se necesitan para realizar el cálculo obedecen por un lado al tubo, y por otro lado al terreno y a las condiciones de relleno.

##### Para el tubo

Existen una serie de datos que se obtienen al margen de la comprobación mecánica, como pueden ser el diámetro interior o el espesor de pared, más relacionados con un cálculo hidráulico que con una comprobación de cargas. Sin embargo, hay otros valores que sí que son específicos del cálculo mecánico, básicamente la rigidez estructural del tubo.

Aunque no es el caso del PVC y del PE, casos en los que la rigidez estructural del tubo viene dada, hay otro tipo de materiales, como por ejemplo puede ser el poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) en los que sí que se puede elegir la rigidez del tubo.

Desde el punto de vista del análisis, cuanto más rígido sea la tubería mejor se va a comportar para el esfuerzo mecánico externo en igualdad de condiciones. No obstante, una tubería muy rígida no asegura la resistencia del tubo por sí misma pues va a depender del resto de factores que tienen que ver con su interacción con el terreno.

##### Para la zanja

En cuanto al tipo de zanja, no es este un parámetro en sí mismo. La elección de una zanja estrecha, en terraplén o combinada no se realiza pensando en el cálculo mecánico sino en la propia morfología del trazado.

### Para la profundidad

Si que puede tenerse en cuenta la profundidad de instalación de tubo en la zanja, ya que como se ha explicado anteriormente, a mayor profundidad tiene menor influencia la carga rodante pero por el contrario el peso del terreno es mayor. Habrá que buscar una solución de compromiso. Como regla general, si existe una capa de firme de rodadura que distribuya adecuadamente la carga, la profundidad del tubo será la mínima posible, debiendo quedar la parte superior del tubo a más de 30 cm. de la base de la capa más interior del firme de rodadura.

### Para el relleno

En la norma se contemplan distintos tipos de relleno, según el material que se utilice y la zona que se vaya a rellenar.

Para la zona inferior a la base del tubo, el peso del suelo no tiene ya influencia sobre el tubo y por el contrario, las condiciones de transmisión de cargas sobre el apoyo son importantes. Es por ello que se recomienda utilizar un suelo granular con un alto grado de compactación. Es fácil encontrar en las especificaciones de los pliegos de condiciones de proyectos que para esta zona se exija una arena de río lavada y seca como elemento de relleno.

En la zona alrededor del tubo, desde la base hasta la clave, la interacción del tubo flexible con el terreno es muy importante para su resistencia mecánica. En esta zona interesa que el terreno contrarreste la carga que se transmite a través del tubo, debido a su deformación. Cuanto más cohesivo es el terreno, menos empuje ejerce sobre el tubo, debido a su menor peso específico. Es por ello que, para esta zona también se recomienda un terreno granular con un buen grado de compactación. No obstante, la utilización de otro tipo de relleno puede ser aconsejable siempre y cuando la comprobación de resistencia mecánica dé un resultado favorable.

La zona de relleno por encima de la clave se realizará, hasta unos 30 cm por encima de esta con el mismo tipo de relleno y compactado que el utilizado alrededor del tubo.

Por encima de esta capa de 30 cm. la interacción con el tubo no es tan grande y pueden utilizarse rellenos provenientes de la propia excavación de la zanja, si es el caso, o con rellenos de peor calidad.

La compactación del terreno, aunque la norma establece varias tipologías de compactación (a, b1, b2 y c), debe realizarse siguiendo las indicaciones establecidas. En general, la compactación se realiza siguiendo el modelo que se denomina 'a'. Este consiste en la compactación del lecho de la zanja sobre el que descansa el tubo, antes de la colocación del mismo. Después, colocar el tubo y rellenar y compactar hasta la clave del mismo en capas de 15 cm. de la misma manera a un lado que al otro. Desde la clave, los siguientes 30 cm. se rellenan y compactan de una sola vez. La compactación en esta zona se realizará a ambos lados de la clave, dejando sin compactar justo la vertical de la clave, para evitar dañar el tubo. A partir de aquí, el relleno y compactación se hará por capas de 20 cm. hasta completar todo el volumen de la zanja o terraplén.

En este punto cabe hacer un inciso sobre el concepto de compactación. La compactación es el proceso por el que se aumenta la densidad del terreno por la acción de cargas externas. Estas cargas externas pueden provenir de forma natural del propio peso del terreno, de la acción controlada de medios mecánicos, o de la acción aleatoria del tráfico que puede discurrir sobre el terreno de la zanja.

Es un hecho comprobado que la variación de la densidad que se consigue por la acción de las cargas externas depende del grado de humedad que presenta el terreno, de tal

forma que existe un grado de humedad que proporciona el máximo valor de densidad del terreno seco.

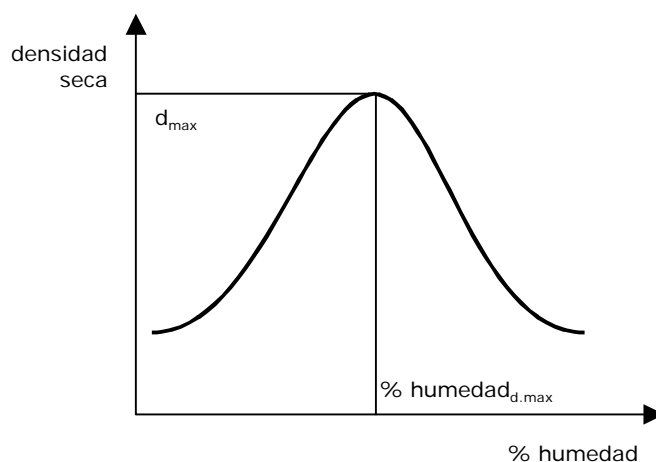


Figura 7. 28. Variación de la densidad del terreno con la humedad

A la hora de realizar la compactación del terreno, se puede realizar un proceso controlado mediante medios mecánicos (pisones, placas vibratorias o rodillos) sin tener en cuenta el efecto de la humedad. Así se puede alcanzar un grado de compactación determinado. Si por cualquier razón, por ejemplo debido a un periodo de lluvias, la humedad del terreno podría variar y el grado máximo de compactación podría aumentar. En ese momento, la acción de cargas aleatorias debidas al tránsito podría producir el aumento de la densidad seca del terreno con la consiguiente disminución de volumen y el descenso del nivel de superficie de la zanja o terraplén. Se formarían los indeseados baches o surcos en el terreno.

Para evitarlo, conviene compactar con un grado de humedad que haga que el terreno tenga la máxima densidad posible.

Para conocer la máxima densidad del terreno hay que proceder su ensayo. De entre los ensayos más conocidos están el ensayo del proctor, denominación que recibe del ingeniero que lo ideó. Del ensayo del proctor se conocen dos versiones: el proctor estándar o normal, y el proctor modificado.

El ensayo del proctor estándar consiste en compactar una muestra contenida en un molde de 944 cm<sup>3</sup>, relleno por capas en número de tres, dejando caer 25 veces desde una altura de 305 mm. un pisón de 2,5 Kg., haciendo variar el grado de humedad en cada caso.

Los resultados se presentan en un gráfico como el de la Figura 7. 28, obteniéndose de esta manera el grado de humedad que produce una mayor densidad seca de la muestra. A éste valor se le conoce como el del proctor estándar.

Como quiera que alcanzar este grado de densidad máxima puede resultar difícil se suele establecer un margen de seguridad, de tal modo que en las especificaciones el grado de compactación se suele referir a un tanto por cien del valor del proctor estándar, o sea, del valor de densidad máxima.

Un valor de compactación adecuado de un relleno de calidad puede estar entre el 90 y 95% del proctor estándar.

El ensayo del proctor modificado es similar solo que varían los valores del pisón. Así, se deja caer 25 veces un pisón de 4.54 Kg. desde una altura de 457 mm sobre un molde de 944 cm. que ha sido relleno en 5 capas.



### Para el apoyo

Otro de los parámetros de los que depende la comprobación de cargas es el ángulo de apoyo del tubo sobre la cama del relleno. Se consideran habitualmente ángulos de apoyo  $2\alpha$  iguales a  $60^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $120^\circ$ , y  $180^\circ$ .

Cuanto mayor sea el ángulo de apoyo, más repartida queda la carga sobre el terreno. Sin embargo, por las especiales características de la cama de apoyo, que debe tener un grado de compactación muy alto, la ejecución in situ de una cama con ángulos de apoyo elevados puede resultar bastante difícil en la práctica, tal y como se puede observar en la Figura 7. 29

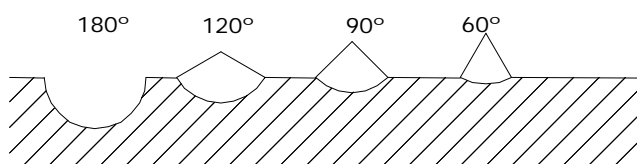


Figura 7. 29. Influencia del ángulo de apoyo en la cama del terreno

### *Comprobación para tubería rígida*

El procedimiento de comprobación para tubería rígida es más sencillo que el de tubería flexible por las especiales características de reparto de la carga.

Como ya se ha comentado al comienzo del apartado, para el caso de la tubería rígida sucede que el terreno admite un grado de deformación mayor que el del tubo lo que hace que la mayor parte de la carga sea absorbida por el tubo, Figura 7. 24.

Además, al no producirse deformación importante en el tubo, el empuje lateral del terreno no influye en el cálculo (al contrario a como sucedía para la tubería flexible).

Las únicas cargas que actúan sobre el tubo son la del peso propio del terreno por encima de la clave del tubo y las cargas debidas al tránsito sobre la zanja: rodantes, cargas puntuales, de compactación. (No hay cargas horizontales del terreno)

### Tipo de relleno

Uno de los parámetros a elección para la ejecución de la zanja es el tipo material de relleno y la profundidad de la zanja, pues las cargas debidas al tránsito serán las que existan para un trazado determinado. En este sentido, interesará que el tubo esté lo menos profundo posible, con un mínimo que asegure el correcto reparto de cargas puntuales (para profundidades menores a un metro, intervienen otros factores en el establecimiento de cargas como son los efectos de impacto. Además, si la profundidad es menor que un metro, la compactación debe realizarse de manera muy cuidadosa, por lo que se puede establecer como un valor de profundidad mínima).

Además cuanto menor sea el peso del terreno menor será la carga que tiene que soportar el tubo por lo que se elegirá un terreno de poco peso específico (gravas sueltas y arenas)

Apoyo

En cuanto al apoyo de la base del tubo, en el cálculo interviene lo que se llama el factor de carga que depende de las condiciones de la cama sobre la que descansa el tubo y del ángulo de apoyo. Cuanto mayor sea el factor de carga menor será la carga total de cálculo del tubo.

Como criterio, cuanto más compacto sea el material de la cama de apoyo menor será la carga total, siendo los mayores factores de carga para cuando la cama es de hormigón.

Desde el punto de vista del ángulo de apoyo, sucede de la misma manera que se ha comentado para otras situaciones: cuanto mayor sea el ángulo de apoyo mayor será el factor de carga y menor será la carga total de cálculo. Ahora bien hay que reconocer la dificultad de conseguir en obra ángulos de apoyo elevados.

**4.3. Zanjas tipo**

Es evidente la necesidad de conocer los procedimientos de cálculo, los parámetros que influyen en la instalación del tubo, la forma de realización de las zanjas y su posterior relleno para la determinación de la resistencia mecánica de los tubos, de cara a tomar decisiones sobre la forma de ejecución de las zanjas. No obstante, resulta útil disponer de unos estándares al margen del cálculo de lo que suele ser práctica habitual para la instalación de cada uno de los tipos de tubería según su material.

Las recomendaciones y casos tipo que se van a presentar a continuación están recogidas de los consejos y manuales de los propios fabricantes.

*Fundición*

Se van a presentar cuatro casos tipo de otras tantas situaciones y las condiciones de instalación en zanja para cada uno de ellos. En la práctica, si una situación se puede extrapolar a uno de estos casos tipo, se seguirán las recomendaciones que se establecen en ellos

*Tabla 7. 21. Casos tipo*

	<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>	<b>Caso 4</b>
<b>Apoyo</b>	sobre el fondo nivelado	sobre el fondo nivelado	Cama de material seleccionado	Cama de material seleccionado
<b>Angulo apoyo</b>	30°	30°	90°	90°
<b>Alt. de la cama</b>	-	-	10 cm	10 cm
<b>Mat. de la cama</b>	-	-	seleccionado	seleccionado
<b>Recubrimiento</b>	No seleccionado	Seleccionado hasta los riñones del tubo	para DN=1400. Seleccionado hasta los riñones para DN>1400. Seleccionado hasta 10 cm por encima de la clave	para DN=600. Seleccionado hasta los riñones para DN>600. Seleccionado hasta 10 cm por encima de la clave
<b>Relleno</b>	Limos, arenas finas y arcillas	Arcillas de sílex y de pedernal. Coluviones. Morrenas,	Arcillas de sílex y de pedernal. Coluviones. Morrenas, rocas alteradas.	Arenas y gravas limpias o ligeramente limosas.(elementos inferiores a 50 mm).
<b>Compactado</b>	No compactado	Compactado 95%P.N.	Compactado 95%P.N.	Compactado 95%P.N.

Tabla 7. 22. Alturas de coberturas máximas y mínimas para casos tipo.

	60	80	100	125	200	250	300	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400	1500	1600	1800
1																					
2												<b>Caso 2</b>									
3	<b>Caso 1</b>											<b>Caso 3</b>									
4																					
5																					
6												<b>Caso 4</b>									
7																					
8																					
9																					

### Hormigón

Las condiciones tipo de instalación de la tubería de hormigón dependen básicamente del tipo de zanja (zanja estrecha, zanja terraplenada o terraplén).

En general, existen una serie de recomendaciones comunes a todas ellas, a saber:

- La altura de la cama por debajo del tubo se extiende a una altura de 15 a 30 cm. de material granular o de hormigón en masa. Si el material es granular no será compactado antes de la colocación del tubo y se considerará a efectos de comportamiento del tubo un ángulo de apoyo de 90°..

Cuando el material de la cama sea hormigón, el tubo se colocará antes que el vertido de la cama. El tubo se apoyará sobre soportes de hormigón o madera y posteriormente se hormigonará la cama. A efectos del comportamiento del tubo el ángulo de apoyo será de 120°.

- La zona de recubrimiento alrededor del tubo se extenderá hasta unos 30 cm. mínimo por encima de la clave del mismo. Estará compuesta por material granular, con un diámetro máximo del árido de 20 mm, compactado por capas al 95% del proctor estándar.

- La zona de relleno hasta la rasante tendrá una profundidad mínima de 1 m. y estará formada por material de relleno compactado, sin especificaciones de calidad, pero con un tamaño de árido máximo de 20 cm. Sobre la proyección vertical del tubo no se efectuará ninguna compactación.

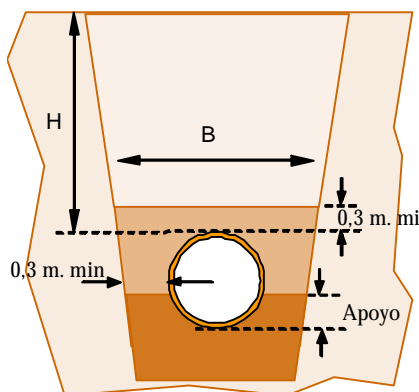


Figura 7. 30. Instalación tipo en zanja

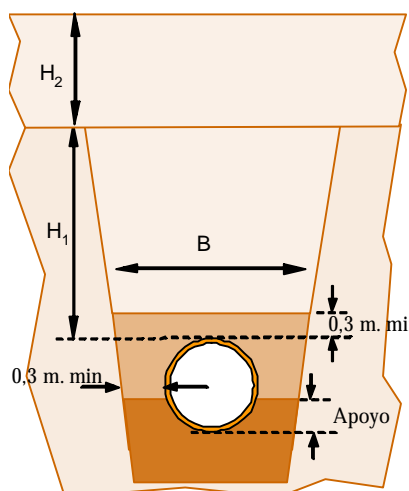


Figura 7. 31. Instalación tipo en zanja terraplenada

*Poliéster reforzado con fibra de vidrio.*

El ancho mínimo de la zanja se obtiene sumando al diámetro exterior del tubo dos veces la holgura indicada en la Tabla 7. 23.

Tabla 7. 23. Holguras para el cálculo del ancho de la zanja

Diámetro nominal	Holgura lateral (mm)
200 a 300	150
350 a 500	200
600 a 900	300
1000 a 1600	450
1600 a 2400	600

En la Figura 7. 32 y Figura 7. 33 se pueden ver las condiciones de instalación para tubos de PRFV según su rigidez.

En todos los casos se debe disponer de una cama de unos 10 cm compuesta de arenas o grava. Además, para el caso de instalación a profundidades entre los 3 y 6 m. de la Figura 7. 32, el relleno con suelo natural por encima del tubo se debe extender un mínimo de 15 cm.

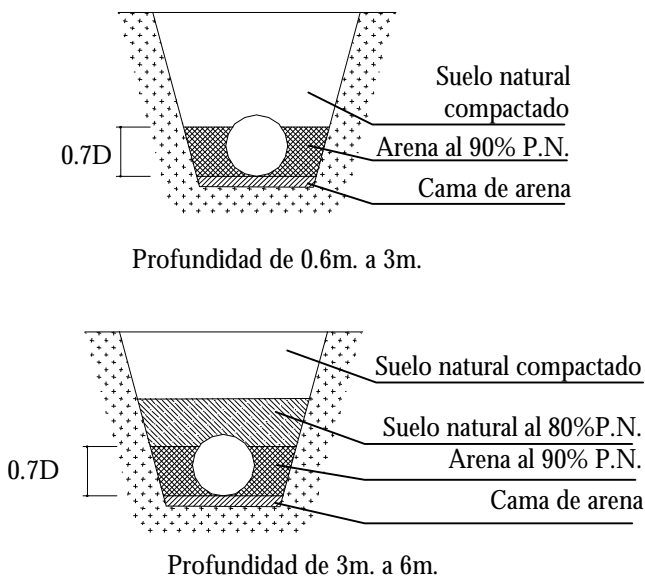


Figura 7. 32. Condiciones de instalación para tubos de PRFV con SN5000

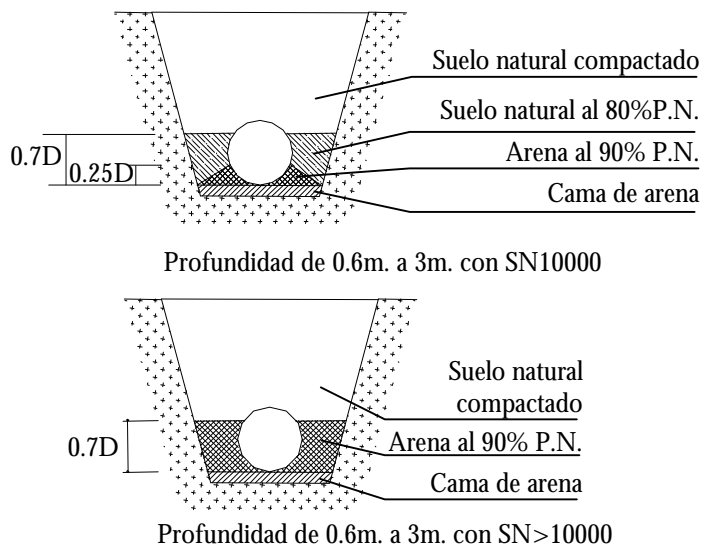


Figura 7. 33. Condiciones de instalación para tubos de PRFV con SN=10000

## 5. BIBLIOGRAFÍA

- AENOR (1995). UNE-EN 545:1995. Tubos, accesorios y piezas especiales de fundición dúctil y sus uniones para las canalizaciones de agua. Prescripciones y métodos de ensayo.. Ed. AENOR. España
- AENOR (1995). UNE-EN 639:1995. Prescripciones comunes para tubos de presión de hormigón incluyendo juntas y accesorios. Ed. AENOR. España
- AENOR (1995). UNE-EN 640:1995. Tubos de presión de hormigón armado y tubos de presión de hormigón con armadura difusa (sin camisa de chapa), incluyendo juntas y accesorios. Ed. AENOR. España
- AENOR (1995). UNE-EN 641:1995. Tubos de presión de hormigón armado, con camisa de chapa, incluyendo juntas y accesorios. Ed. AENOR. España
- AENOR (1995). UNE-EN 642:1995. Tubos de presión de hormigón pretensado, con y sin camisa de chapa, incluyendo juntas, accesorios y prescripciones particulares relativos al acero de pretensar para tubos. Ed. AENOR. España
- AENOR (1998). UNE-EN 1115-1:1998. Sistemas de canalización enterrados de materiales plásticos, para evacuación y saneamiento con presión. Plásticos termoestables reforzados con fibra de vidrio (PRFV) basados en resina de poliéster insaturada (up). Parte 1: generalidades. Ed. AENOR. España.
- AENOR (1997). UNE-EN 1115-3:1997. Sistemas de canalización enterrados de materiales plásticos, para evacuación y saneamiento con presión. Plásticos termoestables reforzados con fibra de vidrio (PRFV) basados en resina de poliéster insaturada (up). Parte 3: accesorios. Ed. AENOR. España
- AENOR (1997). UNE-EN 1115-5:1997. Sistemas de canalización enterrados de materiales plásticos, para evacuación y saneamiento con presión. Plásticos termoestables reforzados con fibra de vidrio (PRFV) basados en resina de poliéster insaturada (up). Parte 5: Aptitud de las juntas para su utilización.. Ed. AENOR. España
- AENOR (2000). UNE-EN 1452-1:2000. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 1: generalidades. Ed. AENOR. España
- AENOR (2000). UNE-EN 1452-2:2000. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 2: Tubos. Ed. AENOR. España
- AENOR (2000). UNE-EN 1452-3:2000. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 3: Accesorios. Ed. AENOR. España
- AENOR (2000). UNE-EN 1452-4:2000. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 4: válvulas y equipo auxiliar. Ed. AENOR. España
- AENOR (2000). UNE-EN 1452-5:2000. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 5: aptitud al uso del sistema. Ed. AENOR. España
- AENOR (2002). UNE-ENV 1452-6:2002. Sistemas de canalización en materiales plásticos

- para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 6: práctica recomendada para la instalación. Ed. AENOR. España
- AENOR (2001). UNE-ENV 1452-7:2001. Sistemas de canalización en materiales plásticos para conducción de agua. Poli(cloruro de vinilo) no plastificado (PVC-U). Parte 7: guía para la evaluación de la conformidad. Ed. AENOR. España
- AENOR (1998). UNE-EN 12106:1998. Sistemas de canalización en materiales plásticos. Tubos de polietileno (pe). Método de ensayo de resistencia a la presión interna después del aplastamiento. Ed. AENOR. España
- AENOR (1990). UNE 53131:1990. Plásticos. Tubos de polietileno para conducciones de agua a presión. Características y métodos de ensayo. Ed. AENOR. España
- AENOR (2001). UNE 53323:2001 EX. Sistemas de canalización enterrados de materiales plásticos para aplicaciones con y sin presión. Plásticos termoestables reforzados con fibra de vidrio (PRFV) basados en resinas de poliéster insaturado (up). Ed. AENOR. España
- AENOR (1997). UNE 53331:1997 IN. Tuberías de poli (cloruro de vinilo) (PVC) no plastificado y polietileno (PE) de alta y media densidad. Criterio para la comprobación de los tubos a utilizar en conducciones con y sin presión sometidos a cargas externas. Ed. AENOR. España.
- AENOR (2001). UNE 53966:2001. Plásticos. Tubos de PE 100 para conducciones de agua a presión. Características y métodos de ensayo. Ed. AENOR. España.
- AENOR (1995). UNE 127010 EX: 1995. Tubos prefabricados de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero, para conducciones sin presión. Ed. AENOR. España
- AENOR (1999). Geotecnia: ensayos de campo y de laboratorio. Ed: Asociación Española de Normalización y Certificación. Madrid (1999)
- Berry, Peter L.; Reid, David (1993). Mecánica de Suelos. Ed. McGraw-Hill. Santafé de Bogotá (1993)
- Mayol Mallorquí, Jose M<sup>a</sup> . (1981) Tuberías (Tomo I). Materiales, cálculos hidráulicos, cálculos mecánicos. Ed. Editores Técnicos Asociados. Barcelona , 1981.
- Mayol Mallorquí, Jose M<sup>a</sup> (1993). Tuberías (Tomo III). Economía de las instalaciones, montajes, anexos y tablas. Ed. Bellisco. Madrid, 1993.
- López Patiño, Gonzalo (2001). Instalaciones Interiores de fontanería y saneamiento. Materiales para conducciones. III Master en Gestión y Uso Eficiente del Agua. Valencia. 2001.

## CAPÍTULO 8

# SISTEMAS DE MEDICIÓN E INSTRUMENTACIÓN EN REDES DE ABASTECIMIENTO. PRINCIPIOS BÁSICOS Y CARACTERÍSTICAS.

Pedro L. Iglesias Rey  
Gonzalo López Patiño  
P. Amparo López Jiménez  
José Luis Díaz Arévalo

### 1. INTRODUCCIÓN.

El conocimiento del funcionamiento de una instalación resulta fundamental a la hora de comprobar el correcto comportamiento de los elementos que la componen. Una parte importante del funcionamiento de los sistemas de distribución de agua lo constituyen los elementos de medición de las diferentes variables hidráulicas (principalmente presiones y caudales). La medición de variables resulta en ocasiones imprescindible para el adecuado funcionamiento de una instalación. Tal es así, por ejemplo en aquellos mecanismos encargados de mantener una determinada presión de alimentación constante, sin los que la presencia de un elemento encargado de medir la presión haría su funcionamiento imposible.

Por otra parte a nadie escapa que el conocimiento de los caudales que circulan por las líneas principales de una instalación, principalmente si esta tiene cierta envergadura, ayuda a labores como la gestión y el mantenimiento de la misma. No menos importante es la necesidad de contabilizar los consumos de agua en las redes de distribución, ya que estas mediciones son en muchas ocasiones la base para realizar una facturación a los clientes (abonados) de un servicio como es el abastecimiento de agua.

El objetivo fundamental es, por tanto, presentar los dispositivos más característicos para medición de las magnitudes fluidas principales (presión, caudal, nivel, parámetros de calidad, etc). El capítulo comienza realizando una breve presentación de los conceptos principales asociados a la medición de variables en general y de las variables fluidas en particular. Así se presentarán conceptos como el rango o alcance de una medición y la precisión de la misma.

Una vez realizada la exposición de los términos específicamente instrumentísticos se entra en la presentación de los aparatos de medición de las diferentes magnitudes fluidas, haciendo mayor énfasis en aquellas soluciones tecnológicas más empleadas en los sistemas de distribución de agua.



Por último, se recogen una serie de ideas generales acerca de las técnicas asociadas a la captación y almacenamiento de los datos. A nadie escapa la tendencia actual existente hacia una automatización creciente en la explotación de los sistemas de distribución, por lo que los aspectos de telemedida y telecontrol adquieren un papel preponderante. Con esta filosofía se aborda el final del capítulo, presentando de forma muy general las directrices que deben contemplarse, desde el punto de vista de la instrumentación, en la confección de un sistema de telemando y telecontrol.

## 2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

Un requisito previo al estudio y conocimiento de los diferentes métodos e instrumentos de medición de las variables más características de los sistemas de distribución de agua es establecer con propiedad una terminología precisa a la cual referirse, y cuya significación no ofrezca ambigüedad. De esta forma se definen a continuación los términos que con mayor difusión se emplean en el ámbito de la medición (o Metrología), y de la instrumentación. La definición que cada uno de ellos se realiza permitirá establecer un lenguaje común sobre el cual desarrollar los conceptos instrumentísticos que se plasman a lo largo del capítulo. Así, y dado el común acuerdo que existe entre la mayoría de las empresas fabricantes, se recogen las definiciones establecidas por la SAMA (Scientific Apparatus Makers Association).

### 2.1. Conceptos relativos a Metrología.

Aunque la elección de un aparato de medida, por lo general, todavía está muy condicionada por criterios ajenos a los derivados de la propia medición (en concreto, y especialmente, el presupuesto económico disponible), los conceptos que a continuación se van a describir son fundamentales para, en la medida de lo posible, formar parte activa en los criterios de selección y, en todo caso, efectuar una correcta explotación y gestión del equipo que finalmente se haya instalado. En numerosas ocasiones será el aspecto presupuestario el que puede decidir la elección entre uno u otro medidor, pero el conocimiento de las características metroológicas de cada una de las alternativas permitirá rechazar aquellas que no puedan solventar la necesidad de medición que se pretende resolver. No se trata, en definitiva, de escoger la opción más económica de entre las disponibles, sino la más económica de entre las que permiten solventar el problema.

*Campo o rango de medida.*

Se entiende por campo o rango de medida el conjunto de valores de la variable a medir comprendida dentro de la capacidad de medición y transmisión del instrumento; es decir, los valores para los cuales el aparato proporciona una lectura fiable. El campo de medición de un aparato suele definirse estableciendo los límites superior e inferior del rango de medición posible. A modo de ejemplo en la Figura 8.23 se recoge un mano-vacuómetro de agua, en el cual puede apreciarse como su rango de medición es:

$$\text{Rango} = -1 \div 3 \text{ kg/cm}^2 \quad (8.23)$$

Dependiendo de la situación relativa del valor "cero" de la variable medida dentro del rango de medición, se puede distinguir entre:

- Campo de medida con elevación del cero, si el cero queda fuera del campo de medición. En estos casos se denomina elevación del cero a la diferencia entre el límite inferior del rango de medida y el cero de la variable considerada.
- Campo de medida con supresión del cero, cuando el cero de la magnitud medida queda dentro del rango de medida. En estos casos no tiene sentido hablar de elevación del cero, pero se define el concepto de supresión del cero como la diferencia entre el valor mínimo del rango de medida y el cero de la variable.

Tanto la elevación del cero como la supresión del cero pueden venir expresados en unidades de medida o bien como un porcentaje del alcance de la medición que se define a continuación.

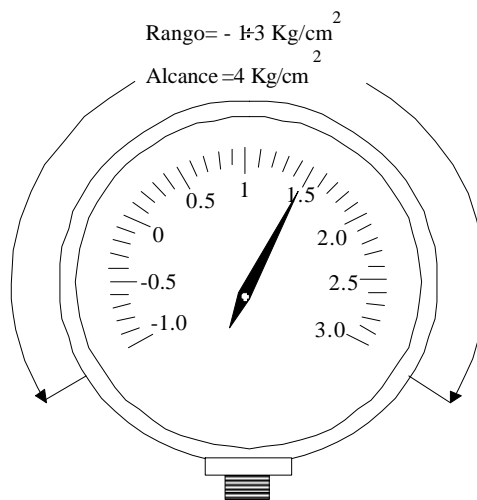


Figura 8.23. Definición de campo, alcance y precisión.

#### Alcance de la medición.

El alcance de la medición es un concepto asociado al de rango, que indica la capacidad de medición de que dispone el aparato independientemente de sus valores extremos. Se trata por tanto de un parámetro que establece entre dos aparatos de medida cuál tiene aplicación para una mayor variación de la magnitud a medir. Como se verá más adelante en el capítulo el alcance de la medición está completamente relacionado con las características del transductor o elemento primario del aparato de medida.

Matemáticamente el alcance de la medida se expresa como la diferencia, entendida siempre en valor absoluto, entre los valores superior e inferior del campo o rango de medida del instrumento. Lógicamente se expresa en unidades de medida; así, para el caso concreto del mano-vacuómetro de la Figura 8.23 el alcance de la medida es 4 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Precisión.

La precisión es quizás el concepto más extendido y más comúnmente utilizado respecto de los aparatos de medida, si bien en muchas ocasiones su utilización se realiza de forma equivocada. Es una medida del máximo error posible que puede cometerse en la transmisión o lectura de una magnitud realizada por el instrumento, cuando se emplea en

condiciones normales de servicio. Se trata en definitiva de una medición de la calidad de la medida obtenida y de la fiabilidad que tiene el valor obtenido de la magnitud.

Una parte importante de los errores que se cometen a la hora de trabajar con la precisión de un aparato vienen asociados a la forma en que se expresa ésta. Así algunas de las formas en que puede expresarse la precisión de un aparato son las que se recogen a continuación:

- a) Directamente en unidades de la variable medida.
- b) Como un porcentaje de la lectura efectuada por el instrumento.
- c) Como un porcentaje del valor máximo del rango de medida o fondo de escala.
- d) Como un porcentaje del alcance de la medición. Esta es sin duda la forma más habitual en que se expresa la precisión de un aparato.

El fabricante debe especificar la precisión del aparato en todo el campo de medida del instrumento, si bien lo usual es proporcionarla por rangos de medida. La precisión especificada por el fabricante del instrumento en sus catálogos y manuales, obtenida mediante calibración, debe ser la correspondiente al valor que ésta alcanza después de un año de funcionamiento en condiciones normales de uso, lo que resulta distinto de los valores exigidos para el aparato de medida durante el control de calidad del mismo o durante la entrega en almacén. De hecho no resulta extraño que un instrumento de precisión 0'5% tenga en la fase de control de calidad una precisión del 0'3% y del 0'4% en almacén.

Hay que indicar que en determinadas aplicaciones en las que el rango de fluctuación de la variable a medir es sensiblemente estrecho en torno a un punto, es posible realizar una calibración del instrumento de medida para dicho punto, con lo que se obtiene una precisión mayor que la de suministro. Evidentemente, fuera de este estrecho intervalo de medida la precisión del aparato será no solo menor a la calibrada, sino incluso, en muchas ocasiones, inferior a la de suministro inicial.

#### *Zona muerta.*

Un fenómeno característico de los instrumentos de medición es que no son capaces de reflejar todas las variaciones que experimenta la magnitud medida. Así, pequeñas variaciones sobre un valor de la magnitud medida no ofrecen variación sobre la lectura efectuada por el instrumento. Por ello se define el concepto de zona muerta como la amplitud de valores de la magnitud medida que no hace variar la señal de salida del instrumento. La zona muerta puede expresarse en unidades de la propia magnitud o como un porcentaje del alcance de la medida. Esta última forma suele ser más conveniente por cuanto refleja mejor la calidad del instrumento.

#### *Sensibilidad.*

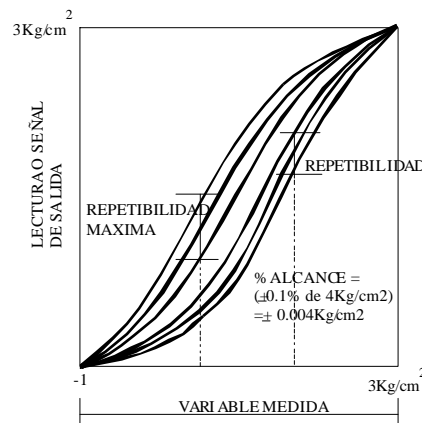
El concepto de zona muerta definido con anterioridad suele confundirse, e incluso emplearse alternativamente, con otro concepto, también empleado en metrología, cual es el de sensibilidad del instrumento de medida. La sensibilidad se define como cociente entre el incremento observado en la lectura del aparato, y el incremento producido por la variable, al originar un cambio de esta, para un valor dado de la variable de medida, y una vez alcanzado en ambos el estado de reposo.

El concepto de sensibilidad, que como se ha indicado, suele confundirse con el de zona muerta, hace referencia a la relación existente entre la medición de la variable y la

señal de salida que ofrece el aparato. Hay que señalar que, si bien la definición de "zona muerta" puede dar una cierta idea de "sensibilidad", se trata de conceptos distintos, aunque en muchas ocasiones pueden confundirse.

### *Repetibilidad.*

La repetibilidad de un aparato es una característica metrológica que, debido al auge de los sistemas de automatización y de control, cada vez empieza a tener más importancia. Se trata de la capacidad que tiene el instrumento de medida para reproducir una lectura, al medir repetidamente valores idénticos de la misma variable en las mismas condiciones de servicio y recorriendo el campo de medida en el mismo sentido de variación.



*Figura 8.24. Repetibilidad de un instrumento.*

La repetibilidad suele ser variable a lo largo del rango de medida, por lo que suele ser habitual que el fabricante suministre el valor máximo de la misma, que se expresa como un porcentaje del alcance de la medida. Un valor orientativo de la repetibilidad del aparato es 0'1%, si bien hay que tener en cuenta que siempre es un valor inferior a la precisión suministrada por el propio fabricante.

### *Histéresis.*

Un concepto similar al de repetibilidad es el de histéresis, que indica la capacidad de repetir la señal de salida en el instrumento de medida cuando se dispone del mismo valor de la variable medida, siempre dentro del campo de medición, pero se alcanza dicho valor de la variable recorriendo el rango del aparato en los dos sentidos, primero ascendente y luego descendente o viceversa.

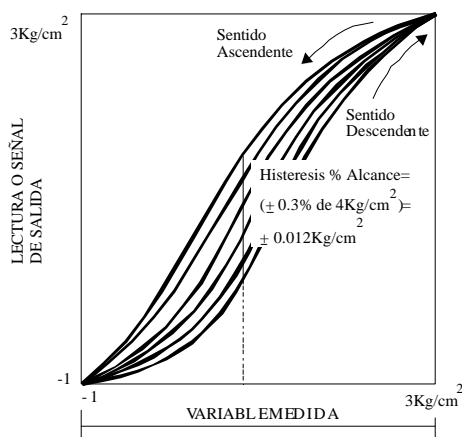


Figura 8.25. Histéresis de un instrumento.

La histéresis, que se expresa como un porcentaje del alcance de la medida, incluye obviamente la zona muerta y la repetibilidad, e indica al margen de la precisión del aparato la oscilación que puede sufrir la señal de salida para un mismo valor de la magnitud medida.

#### Deriva.

La deriva de un aparato de medida indica, de alguna forma, el comportamiento a lo largo del tiempo de un determinado del mismo. Se trata pues de un concepto que se define para un periodo de tiempo determinado, y que a priori no es una de las características técnicas de que se dispone al adquirir el mismo. Se trata de la variación que se presenta en la señal de salida a lo largo del tiempo cuando se mantienen constantes la variable de medida y las condiciones ambientales.

Este concepto es de aplicación, especialmente, para los casos de deriva del cero, es decir, la variación de la señal de salida correspondiente al valor "cero" de la variable medida, y es consecuencia de una causa interna del equipo; y la deriva térmica del cero, que refleja únicamente los efectos de la temperatura sobre la señal de salida para una variable medida de "cero".

Este fenómeno de la deriva, entre otros, es el que hace necesaria la periódica calibración de un aparato de medida, al objeto de asegurar que sigue funcionando con la adecuada calidad.

#### Error.

El error en la medición es el dato final de que se desea disponer cuando a través de un instrumento se obtiene un valor de una determinada variable. Se trata de conocer cuán fiable es el valor obtenido y el margen dentro del cual puede estar el verdadero valor de la magnitud.

Matemáticamente el error se expresa como la diferencia entre el valor real de la variable medida y el valor transmitido por el instrumento. En instrumentación es norma general especificar el error no como una diferencia en valor absoluto sino como un valor porcentual respecto a alguna magnitud física, generalmente el alcance de la medida o la propia medición realizada. De esta forma el error relativo indica de alguna forma la bondad o no de la medición realizada.

Resulta fundamental por lo tanto una vez realizada una medición disponer de un valor del error máximo que se puede estar cometiendo en dicha medición. Este error máximo puede suponer, en general, una desviación de la medición tanto por exceso como por defecto sobre el valor real de la magnitud. No obstante, en determinado tipo de instrumentos, por las características particulares de funcionamiento de los mismos, el error siempre tiene la misma tendencia. Es decir, la desviación de la medición respecto del valor real de la magnitud estudiada es siempre en la misma dirección (bien por exceso, bien por defecto). Este hecho debe tenerse en cuenta, por cuanto en estos casos el instrumento de medida no ofrece una medición con un error, sino más bien una cota, máxima o mínima dependiendo de la tendencia del error, del valor real de la magnitud considerada.

### *Conceptos relativos a instrumentación.*

En este apartado se van a centrar las bases a partir de las cuales desarrollar el resto del capítulo. Antes de abordar el análisis y estudio de cada uno de los instrumentos de medición empleados con mayor dedicación en los sistemas de distribución de agua deben presentarse algunos conceptos instrumentísticos característicos para todos ellos. Se presenta así en primer lugar una descripción de las partes que componen la cadena de medida para posteriormente realizar una breve descripción sobre las características de las señales de salida de los instrumentos.

#### **A.1.1.1. Elemento de la cadena de medida.**

La cadena de medición la componen una serie de elementos intercalados, en general en serie, entre el fluido, del que se desea obtener una medición concreta, y el usuario. Estos elementos en muchas de las ocasiones suelen ser desconocidos para el usuario habitual. Se trata de circunstancias en las que el instrumento constituye un equipo compacto que por un extremo dispone de conexión con el fluido y por el otro lado ofrece una lectura directa y ya convertida de la magnitud observada. Un ejemplo característico de este tipo de situación sería por ejemplo un transductor de presión que dispusiese de un display incorporado para realizar la lectura.

No obstante, en determinadas ocasiones, es necesario conocer los diferentes elementos intercalados entre el fluido y el usuario, con la participación directa del propio usuario en la selección de dichos dispositivos. Tal podría ser la situación en la que se dispone de un determinado contador volumétrico de caudal del que se desea obtener una lectura del caudal instantáneo. Sería trabajo, en este caso del usuario, seleccionar los dispositivos adicionales a instalar al contador para obtener una lectura directa del caudal (lector del desplazamiento del contador y transformación en pulsos eléctricos, convertidor de frecuencia, display de salida, etc...)

Por tanto resulta conveniente analizar cuáles son los elementos que forman parte de la cadena de medición, bien por conocimiento interno del funcionamiento de los aparatos, bien porque en ocasiones puede ser labor del usuario seleccionar o adquirir alguno de ellos.

Los elementos o conceptos que forman parte de la cadena de medición son los que se exponen a continuación.

- Transductor. Se entiende por transductor el concepto general que hace referencia a aquel equipo que recibe una señal de entrada y la transforma en una

señal de salida. Es también un concepto asociado a aquellas situaciones en las que el instrumento de medida constituye un equipo compacto, inaccesible a su interior, para el usuario.

- **Convertidor.** Se trata de un caso particular y específico de transductor en el cual la señal de entrada del mismo ya proviene de un instrumento, mientras que la señal de salida ofrece un formato normalizado y asequible para ser interpretado o tratado por el usuario. Un ejemplo característico son los convertidores de frecuencia, que recogen como señal de entrada los pulsos provenientes de un contador volumétrico y convierten estos en una señal analógica que puede ser transmitida a un centro de control o visualizada directamente en un display.
- **Elemento primario.** Se trata quizás del elemento principal de la cadena de medición. Es el elemento integrante del equipo de instrumentación que está en contacto directo con el fluido (variable a medir), obteniendo la medida de éste a través de la mayor o menor absorción de energía, por ejemplo, en la deformación de una membrana elástica para la determinación de la presión existente. El elemento primario es de alguna forma un convertidor especial, que tiene como señal de entrada la propia magnitud que desea medir, y que como señal de salida suele tener una magnitud física que es la que caracteriza su principio de funcionamiento. No suele presentarse de forma aislada y suele llevar siempre algún sistema que convierta su señal de salida en una señal accesible para el usuario o para otros convertidores.
- **Transmisor.** Se trata de un equipo fundamental en los sistemas de gestión y control automatizado, cada vez más desarrollados hoy en día. Se encuentra instalado, en la mayoría de las ocasiones, inmediatamente a continuación del elemento primario captando la variación física inducida en éste y transformando la señal generada por el elemento primario en una señal que se transmite a distancia para su gestión y procesamiento. La transmisión de la señal se realiza, por lo general, en forma de corriente eléctrica, utilizándose también por algunos fabricantes, la transmisión neumática.

#### **A.1.1.2. La señal de salida.**

La señal de salida es el resultado final del proceso o de la cadena de medición. Una vez obtenida la medición de la magnitud, se genera una determinada señal de salida para ser interpretada posteriormente, y convertida a las unidades más adecuadas, por el operador o usuario del instrumento.

A continuación, se realizan una serie de referencias acerca de las diversas modalidades que existen en la actualidad para el tratamiento de la señal de salida de un equipo de medida, con reflexiones sobre sus aspectos prácticos de utilización. Posteriormente, al abordar en apartados posteriores el estudio de cada uno de los medidores, se entrará en las características particulares y soluciones tecnológicas específicas de cada sistema de medida.

##### **a. El formato de la señal de salida.**

La señal de salida puede presentarse tanto en formato analógico, por ejemplo, las ya mencionadas señales de corriente o neumáticas; como digital, a través de un convertidor analógico-digital e incluso un microprocesador incorporado.

La consecuencia inmediata de esto es que, si bien las señales en formato analógico son directamente utilizables por otros equipos para el control del proceso, el formato digital es, a menudo, propio y característico de cada fabricante por lo que se precisa de una "traducción" para su utilización por otros equipos, especialmente si son de fabricantes distintos.

b. Los rangos de la señal de salida.

El formato más extendido como señal de salida es la utilización de señales eléctricas, bien analógicas o bien digitales. Las primeras son de aplicación más habitual en la mayoría de los medidores, mientras que las señales digitales se recogen asociadas a equipos que disponen internamente de algún tipo de microprocesador.

El rango más habitual de presentación de la señal de salida analógica es 4-20mA, cuyo uso está bastante extendido, llegando a constituir hoy en día un estándar de señal de salida, que ofrecen gran parte de los fabricantes como alternativa de sus medidores. Sin embargo, si bien la utilización del formato de señal de salida de 4-20mA se encuentra ampliamente extendida, no es la única y desde el punto de vista analógico es posible encontrar también otros formatos de salida basados en señal de tensión eléctrica (0-100mV, 0-1V, 0-5V e incluso 0-10V).

Las ventajas que presenta el desplazamiento del "cero vivo" que ofrece la señal de salida 4-20mA, son fundamentalmente tres:

- Facilita la eliminación de perturbaciones por ruidos en los niveles bajos de la señal, como por ejemplo, corrientes residuales o parásitas.
- Permite identificar de forma inmediata la existencia de una anomalía en caso de que la señal de salida (o la recepción de la misma) sí sea nula, ya que la visualización de la medida indicará un valor inferior a cero, alertando sobre un corte del canal de transmisión o comunicación.
- Permite realizar más fácilmente el ajuste del "cero" del instrumento, ya que implícitamente se comprueba el funcionamiento correcto del mismo.

Si bien el formato 4-20mA de señal de salida ofrece múltiples e importantes ventajas, derivadas de su utilización, en determinadas ocasiones el empleo de una señal analógica de salida en forma de tensión puede ser recomendable e incluso necesario. Así, a continuación se registran, como contrapartida a las ventajas expuestas, algunas de los inconvenientes derivados de la utilización del formato 4-20mA:

- Supone en general un consumo energético mayor del medidor, respecto de otros formatos, por ejemplo en tensión. Esto origina que deba tenerse en cuenta siempre la alimentación del instrumento, y en general, para largos periodos de funcionamiento, no permite operar mediante baterías, o bien requiere que estas dispongan de una gran autonomía.
- Los instrumentos con señal de salida 4-20mA requieren en la mayoría de los casos un tiempo de respuesta superior a aquellos que tienen una señal de salida en tensión. Este hecho se origina porque la mayoría de los elementos primarios de medida convierten la magnitud física que miden en una pequeña señal en tensión, del orden de mV. Si la señal de salida es en intensidad (4-20mA) se requiere un tiempo de establecimiento mayor que en el caso de que la señal sea en tensión.



- No es un formato de salida adecuado para magnitudes que abarquen tanto valores positivos como valores negativos. Tal es, por ejemplo, el caso de un caudalímetro electromagnético con capacidad para medir caudales en las dos direcciones posibles del flujo. En estos casos el formato 4-20mA, que tiene desplazado el cero de la medición, conduce en general a errores en la interpretación de los resultados.

c. El canal de transmisión.

La transmisión de la señal en el interior de una instalación para su tratamiento y proceso (que puede ser a una distancia mayor, como en el caso de una planta de tratamiento, o menor, como en una estación de bombeo) presenta algunas particularidades que pueden hacer aconsejable la adopción de una configuración u otra. A continuación se recogen algunas de ellas:

- La utilización de la propia señal de salida, en formato de corriente de 4-20 mA<sub>cc</sub>, presenta entre otras ventajas, la robustez frente a perturbaciones y corrientes parásitas; requerir sólo los dos hilos de conexión (aunque tampoco está de más que el cable sea apantallado), utilizar la misma señal física en serie en varios equipos (miliamperímetros de visualización, registradores, ...) y, en la mayoría de los casos, realizar la alimentación eléctrica del instrumento por los mismos dos hilos de la señal. Como aspecto en contra, puede señalarse que la transmisión de un elevado volumen de señales obliga a un importe cableado con el consiguiente coste no sólo de primer establecimiento, sino de los posteriores trabajos de mantenimiento, conservación, y ampliaciones y modificaciones, en su caso.
- La utilización de un microprocesador incorporado en el instrumento en cuestión, dota a la medida de un importante valor añadido. La capacidad de cálculo que conlleva, permite no ya la realización de cálculos de compensación de la medida por efecto de variables externas (en particular, la temperatura), o de conversión entre magnitudes correlacionadas (por ejemplo, de nivel en depósito a volumen contenido), sino también operaciones de filtrado y limpieza de la propia señal de medida (como es el caso de ecos secundarios en la detección de nivel con espumas sobre la lámina de agua).

Adicionalmente, el uso de un microprocesador permite la superposición a la señal analógica de corriente, de una señal digital de control. Esta señal digital, por lo general en formato de un protocolo propio del fabricante, permite la realización a distancia de las operaciones de calibrado y comprobación de funcionamiento. Asimismo, posibilita la transmisión de la señal en formato digital con las ventajas que ello supone de integración en una red local de comunicaciones propia del proceso de planta, lo que resuelve el problema del volumen de cableado necesario. En este sentido hay que destacar la importante mejora que para el usuario y explotador se ha experimentado en los últimos años como consecuencia de la mayor implantación entre los fabricantes de interfases y protocolos normalizados, tales como el RS 485, en un caso, y el PROFIBUS, en el otro.

- La transmisión vía fibra óptica, cuya implantación a precios más asequibles es muy reciente, es un valor añadido adicional al de la utilización de un microprocesador, ya que permite la constitución de una red local de instrumentación y control que presenta como grandes ventajas, su inmunidad frente a interferencias de tipo electromagnético, sus reducidas pérdidas en la transmisión (posibilidad de comunicación a grandes distancias), y su importante

ancho de banda, mucho mayor que la permitida en el tradicional cable de cobre, y por tanto, con mucha mayor capacidad de transmisión de información. A pesar de todo ello, el coste de implantación es todavía un argumento difícil de rebatir en muchas de las posibles aplicaciones.

### 3. MEDIDORES DE PRESIÓN.

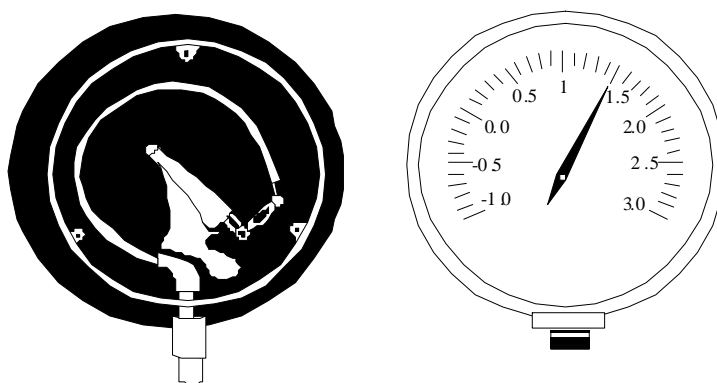
Existen multitud de procedimientos para la medida de presión, pero en este capítulo se centra la atención únicamente en aquellos que de forma más general se utilizan en los sistemas de distribución de agua. La descripción de todos los métodos de medida de presión disponibles en el mercado alargaría en exceso el capítulo, incluyendo en la mayoría de las ocasiones soluciones tecnológicas fuera de toda utilidad.

De esta forma la exposición se realizará presentando en primer lugar los elementos basados en elementos primarios elásticos. Posteriormente se realiza una breve referencia al empleo de transductores de presión, indicando las características principales y los diferentes tipos considerados. Finalmente se concluye el estudio de los medidores de presión con el estudio de los presostatos como elemento de control característico presente en multitud de instalaciones e integrado como parte del control del sistema.

#### 3.1. Elementos primarios elásticos.

##### *Manómetros tipo Bourdon.*

Los elementos primarios elásticos constituyen el fundamento de una gran mayoría de los transductores utilizados para la medición de presiones. Presentan diversas formas constructivas, pero sin duda la más extendida en el sector de los sistemas de distribución de agua es el tubo Bourdon, o manómetro metálico como también se le conoce.



*Figura 8.26. Esquema de un manómetro de Bourdon.*

Consiste en un tubo de sección elíptica (Figura 8.26) que forma un anillo casi completo cerrado por un extremo y en cuyo interior se encuentra el fluido cuya presión es la variable a medir. Al variar la presión en el interior del tubo, éste tiende a una nueva posición debido a su naturaleza elástica (por ejemplo, al aumentar la presión, el tubo tiende a enderezarse). El movimiento del extremo del tubo es transmitido mecánicamente mediante unos engranajes a la aguja indicadora, visualizándose a través de ésta sobre una esfera graduada la

presión medida. Una idea de la complejidad de la ley de deformación del tubo Bourdon la da el hecho de que su determinación se ha realizado de forma empírica.

Una variante para conseguir mayor sensibilidad consiste en desarrollar el tubo Bourdon en forma de espiral o hélice alrededor de un eje común. Esta disposición constructiva proporciona un gran desplazamiento en el extremo libre y por ello, son ideales para los manómetros de registro gráfico provistos de un estilete.

Los manómetros disponibles comercialmente tienen un amplio rango de mediciones, tanto en lo que se refiere a la extensión del campo de medida como a la precisión de los mismos. En la Tabla 8.14 se recogen los rangos de medición de presión de manómetros tipo Bourdon más utilizados en abastecimientos e instalaciones de suministro de agua.

*Tabla 8.14. Rango de medida de manómetros tipos Bourdon ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).*

Manómetros	Manovacúómetros
0 ÷ 1	-1 ÷ 1'5
0 ÷ 1'6	-1 ÷ 3
0 ÷ 2'5	-1 ÷ 5
0 ÷ 4	-1 ÷ 9
0 ÷ 6	-1 ÷ 15
0 ÷ 10	
0 ÷ 16	

En la Tabla 8.15 se recogen las clases de precisión que de forma más habitual pueden encontrarse en el mercado. Asimismo se recoge el error de cada una de estas clases de precisión para dos manómetros de rangos de medida diferentes. Se trata quizás de dos de los rangos más utilizados en los sistemas de distribución de agua: 0-6  $\text{kg}/\text{cm}^2$  y 10  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

*Tabla 8.15. Clases de precisión más habituales. Errores para diferentes rangos de medida (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).*

Clase de Precisión	Rango 0÷10 $\text{kg}/\text{cm}^2$	Rango 0÷6 $\text{kg}/\text{cm}^2$
0'1	0'01	0'006
0'25	0'025	0'015
0'5	0'05	0'03
1	0'1	0'06
1'6	0'16	0'096
2'5	0'25	0'15

La elección de la clase de precisión a emplear es sumamente delicada, por cuanto supone, en muchas ocasiones, la fuente de que el resultado de las mediciones no se ajuste a las necesidades previas. Una elección insuficiente de la clase de precisión, conlleva disponer de un error mínimo que se arrastra en las mediciones. Conviene en este sentido indicar que en la mayoría de los medidores de presión de este tipo, la clase indica el máximo error que el instrumento presenta, pero referido al porcentaje sobre el fondo de escala del aparato. Así, es como se han determinado los valores de la Tabla 8.15.

La elección insuficiente, bien del rango o bien de la clase de precisión puede originar un deterioro importante de los resultados de la medición. Por otra parte no conviene olvidar el aspecto económico, sumamente importante en la adquisición de un instrumento. Así, cabe indicar que para una misma clase de precisión existe poca variación de precio entre un rango y otro de presión; mientras que donde se observa la mayor incidencia del coste del instrumento es en la clase de precisión. Conforme la clase de precisión disminuye, el precio del instrumento crece exponencialmente.

Finalmente indicar que cuanto se ha expuesto es obviamente también válido para vacuómetros o manovacuómetros. La presencia de éstos en las instalaciones va asociada a la idea de medir presiones en puntos en los que en determinadas circunstancias la presión pueda ser inferior a la atmosférica, tal sea la aspiración en los grupos de bombeo, puntos altos de la instalación, etc.

#### *Otros tipos de medidores de presión*

El *diafragma* se utiliza principalmente para la medida de pequeñas presiones o presiones diferenciales provocadas por las pérdidas locales (su campo de medida varía desde los 50 mmca hasta los 20 mca). Consiste en uno o varios diafragmas circulares unidos rígidamente entre sí, de forma que al aplicar la presión por un lado o bien por una y otra cara (presión diferencial), la suma de las pequeñas deformaciones experimentadas por cada uno de los diafragmas es amplificada a través de un juego de palancas. La respuesta de los medidores de diafragma es bastante lineal en todo el intervalo de medida, presentando en el centro del campo de medida una máxima repetibilidad y mínima histéresis.

El *fuelle* es parecido al diagrama, pero constituido sólo por una pieza, flexible en el sentido axial, que puede dilatarse o contraerse con un desplazamiento considerable. Su campo de medida es, asimismo, dentro de las pequeñas presiones.

La aplicación de este tipo de medidores en los sistemas de distribución de agua es sumamente reducida, si bien por su carácter anecdótico se han recogido en este punto.

### **3.2. Transductores de presión.**

Los transductores de presión son medidores basados en la presencia de un elemento primario elástico cuyo desplazamiento (proporcional a la presión que se desea medir) se convierte de alguna forma en una señal eléctrica, magnética o electromagnética. De esta forma los diferentes tipos de transductores que existen se diferencian unos de otros por el dispositivo que se acopla al elemento primario elástico y que es el encargado de convertir la señal elástica en una señal tratable de forma externa.

#### *Transductores magnéticos de presión.*

Se trata de transductores en los que el elemento elástico, como consecuencia de su deformación, posiciona una barra rígida del transmisor, excitándose un transductor de desplazamiento (detector de inductancia, transformador diferencial, detector fotoeléctrico, etc.). Un circuito oscilador asociado con el transductor alimenta una bobina de modo que la fuerza generada posiciona la barra gracias a un equilibrio de fuerzas. Se configura de esta forma un circuito de realimentación en el que la corriente de salida varía de forma proporcional a la presión aplicada.

### *Transductores resistivos.*

Son los transmisores eléctricos más sencillos, ya que se basan en acoplar al elemento elástico encargado de detectar la presión (tubo Bourdon, por ejemplo) un potenciómetro cuya resistencia eléctrica varía con la deformación del mismo. Son elementos simples y con una señal elevada, pero con baja estabilidad y sensibilidad.

Este tipo de transmisor presenta un cierto problema en aquellos casos en que la variable medida ofrece pequeñas variaciones respecto a un determinado valor. En efecto, en estos casos, la zona de trabajo del potenciómetro es muy reducida, concentrándose en ella toda la fricción y rozamiento, y disminuyendo de forma apreciable la vida útil del mismo. Sin embargo, en determinados casos, la facilidad en su utilización puede compensar con creces este ligero inconveniente.

### *Transductores capacitivos.*

Basado en una idea similar a los anteriores, lo que se acopla en este caso sobre el elemento primario elástico (por lo general, un diafragma) es una de las placas de un condensador mientras que la otra es fija. La deformación hace variar la separación entre ellas y por tanto su capacidad. Si al condensador se le aplica una corriente alterna, la intensidad que circula será proporcional a la capacidad del condensador, y por tanto a la presión.

### *Transductores basados en galgas extensiométricas.*

Son probablemente los transductores de presión más empleados hoy en día. De forma esquemática consisten en uno o varios bucles de hilo conductor muy fino que se apoyan en una placa armazón sobre la cual se aplica la presión. Como consecuencia de la deformación de la placa el hilo conductor se estira (o contrae, según el modelo), modificando su longitud y diámetro, por tanto, su resistencia eléctrica, y por ello la intensidad de la corriente del circuito eléctrico en el que se inscribe la galga.

### *Transductores piezoeléctricos.*

Están basados en materiales cristalinos que por la acción de la presión son capaces de generar una señal eléctrica. Su respuesta a las variaciones de presión es lineal y pueden realizar mediciones dinámicas de elevadas frecuencias, pero son muy sensibles a la temperatura y a los choques.

### *Amplificación de la señal.*

Normalmente los elementos sensores de los transductores aquí tratados, sean resistivos, magnéticos, de galgas, capacitivos o piezoeléctricos, se encuentran acoplados en un circuito eléctrico, tipo "puente de Wheastone", de donde la señal es recogida a continuación por un amplificador electrónico, el cual permite aún ajustar el circuito frente a derivas y mejorar enormemente su sensibilidad. Finalmente la etapa de salida transformará, en caso necesario, la señal de salida de 0-100 mV a los estándares del mercado (principalmente 4-20 mA, como ya se ha indicado más arriba, aunque también 0-1V, 0-10 V y otros).

### 3.3. Presostatos.

Los presostatos son elementos presentes en la inmensa mayoría de los sistemas de distribución de agua, asociados principalmente a funciones de control y funcionamiento del sistema, cuya finalidad es controlar los valores de la presión en diferentes puntos de la instalación la misma. Se trata de aparatos de medida de presión basados en un elemento primario elástico cuyo desplazamiento se convierte mediante un dispositivo mecánico en el cierre o la apertura de uno o varios contactos eléctricos. De esta forma se consigue que el hecho de que se alcance la presión de referencia indicada en el presostato (bien máxima o bien mínima) suponga el cierre (o apertura) de unos contactos eléctricos, generándose así una señal eléctrica que originará las correspondientes acciones sobre otros elementos de la instalación.

Existen diferentes tipos de presostatos en las instalaciones, fundamentalmente dependiendo de la función que realizan, así como dependiendo de la cantidad y tipo de contactos eléctricos de que disponen. Atendiendo al tipo de control de presión que realizan se puede distinguir entre presostatos de alta y presostatos de baja. Los primeros se encargan de generar la señal eléctrica cuando la presión supera el valor prefijado como valor de alta, mientras que en los segundos la señal aparece al disminuir la presión por debajo del valor de baja marcado.

De forma más común se conoce la distinción entre presostatos en función del número de contactos disponibles. Así se pueden encontrar presostatos unipolares, bipolares y tripolares.

Los presostatos unipolares y bipolares están pensados fundamentalmente para el control de elementos con cierta potencia eléctrica. No controlan directamente el elemento de potencia (generalmente un motor eléctrico) sino que actúan generando la señal de actuación del contacto principal del motor. El funcionamiento de los presostatos uni y bipolares consiste en la apertura de un circuito eléctrico cuando la presión en el punto en el que se instalan alcanza el valor de referencia.

Es posible encontrar de forma comercial lo que se denominan presostatos con interruptores unipolares inversores, cuya particularidad es que pueden conectar o desconectar (abrir o cerrar) el circuito bien cuando la presión aumenta o bien cuando la presión disminuye. Son utilizados pues indistintamente como presostatos de alta y de baja.

Los presostatos tripolares, a diferencia de los unipolares y bipolares, llevan incorporados contactos eléctricos capaces de soportar corrientes y tensiones importantes, por lo que actúan directamente sobre el motor eléctrico. El funcionamiento para el que se encuentran diseñados en la mayoría de las ocasiones es como presostato combinado de alta y baja. Es decir, actúan parando automáticamente un motor eléctrico al producirse un aumento de la presión por encima de la presión de referencia y poniéndolo de nuevo en marcha cuando ésta disminuye por debajo del valor de baja establecido.

Cualquiera de los tipos de presostatos descritos con anterioridad dispone generalmente de un rango bien definido dentro del cual se puede regular el valor de la presión. Por ejemplo, en el caso de un interruptor unipolar (Figura 8.27) la regulación del punto de desconexión por subida de presión se efectúa mediante el tornillo V; girándolo en una dirección hace aumentar la presión y girándolo en sentido contrario la hace disminuir. Las presiones de trabajo entre las cuales se pueden encontrar normalmente presostatos de forma comercial oscilan entre 2 y 15 kg/cm<sup>2</sup> (ver Tabla 8.16). Otro dispositivo del que normalmente disponen los presostatos es el diferencial, que no modifica la presión de

cierre del circuito regulada mediante el tornillo V). Girando el tornillo W (Figura 8.27) se influye únicamente sobre la amplitud necesaria para determinar la apertura. De esta forma, con estos dos mecanismos (tornillos V y W de la Figura 8.27) se puede regular la presión correspondiente al cierre y apertura del circuito eléctrico dentro del campo de la escala de regulación indicado en una tabla de características como la siguiente.

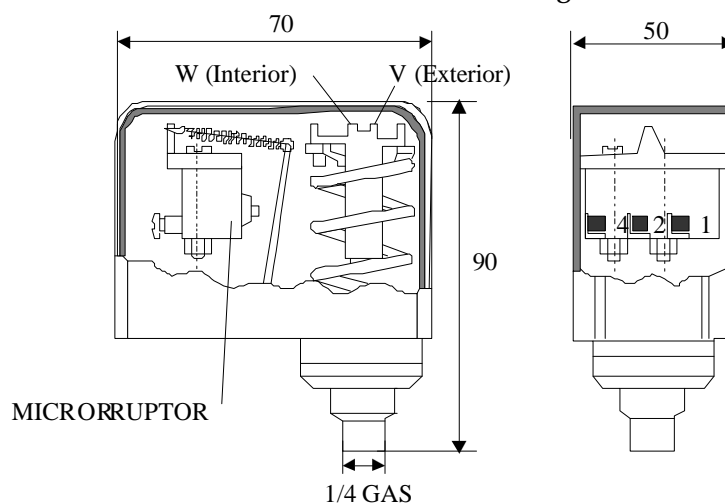


Figura 8.27. Esquema y regulación de un presostato unipolar.

Tabla 8.16. Rango de diferentes presostatos.

RANGO (kg/cm <sup>2</sup> )	DIFERENCIAL (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Mínimo	Máximo
0'2 - 1'5	0'2	0'4
0'5 - 3'5	0'3	0'5
2 - 6	1'25	2
3 - 10	1'75	2'5
4 - 15	2	3

La utilización de los presostatos viene asociada en numerosas ocasiones a las operaciones de arranque y parada de grupos de bombeo. Así, no es extraño encontrar este tipo de medidores integrados con el conjunto del sistema en el que se instalan. Por ejemplo, los presostatos de un grupo de bombeo doméstico suelen en la mayoría de los casos venir integrados junto con el cuadro eléctrico y la bancada en la que se suministran las bombas. En otras ocasiones, en las que se desea realizar un control más detallado sobre una instalación concreta, el presostato puede instalarse como elemento adicional del sistema, para realizar una determinada labor.

#### 4. MEDIDORES DE NIVEL

El almacenamiento de agua en los sistemas de distribución de agua para su posterior distribución es una práctica habitual. La presencia de masas importantes de agua almacenada en ocasiones origina la necesidad de medir el nivel de agua en los depósitos. Son múltiples las soluciones disponibles para la medición de niveles de fluidos en recipientes cerrados, pero en este apartado se analizan únicamente las más utilizadas, así como algunas soluciones sencillas empleadas en la práctica habitual.

#### 4.1. De medida directa.

El medidor de nivel con indicación directa más clásico es el flotador (Figura 8.28), del que existen mucho tipos. A través de un juego de hilos y poleas se traslada la posición de éste, y por consiguiente el nivel, sobre una reglilla convenientemente graduada. La posición del flotador puede también transformarse en una señal eléctrica proporcional a ésta a través de un potenciómetro.

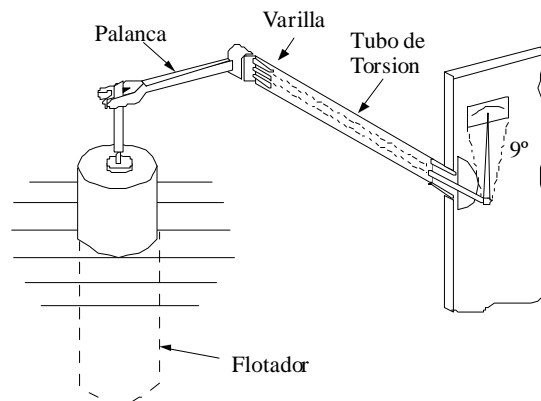


Figura 8.28. Principio de funcionamiento del flotador.

El simple tubo exterior graduado entraría también en esta categoría. En general, todos estos tipos de medidor presentan el grave problema de que las oscilaciones dificultan notablemente la lectura, aunque existen soluciones técnicas para anular casi por completo las oscilaciones en la zona de medida.

#### 4.2. Medidores de nivel de medida de la presión estática.

Se basan en el principio de que la presión debida a una columna de líquido es proporcional a su densidad y a su altura:

$$P = \rho gh \quad (8.24)$$

Se trata, pues, de instalar un aparato de medida de presión, como los estudiados en el correspondiente apartado, en un nivel del depósito elegido como referencia. La medida de la presión estática existente en dicho punto nos permitirá deducir de forma inmediata el nivel del líquido por encima de la referencia. Si además el medidor indica la presión en m.c.a., la lectura puede ser directa.



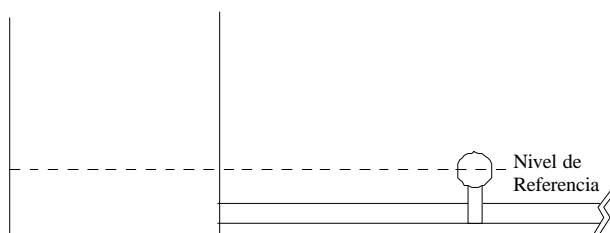


Figura 8.29. Medición del nivel mediante un manómetro de presión estática.

Es el sistema más robusto, pero cuando se quieren precisiones elevadas en la lectura, por ejemplo, del orden de centímetros, se requiere que el medidor sea de una clase de precisión buena, lo que encarece su utilización.

Otro tipo de medidor del nivel utilizado en determinadas aplicaciones es el *medidor de tipo burbujeo*. Se trata de un mecanismo de medición consistente en un tubo sumergido en el líquido en el que se desea medir el nivel, y en el que se hace burbujear aire mediante un rotámetro con un regulador de caudal incorporado (Figura 8.30). La presión de aire en la tubería equivale a la presión hidrostática ejercida por la columna de líquido, es decir, el nivel. El regulador de caudal permite mantener un caudal de aire constante a través del líquido independientemente del nivel (un valor normal del caudal de aire es 150 l/h en condiciones normales). La presión de aire en la tubería, es decir, el nivel se mide mediante un manómetro de precisión adecuada cuyo campo de medida corresponde a la presión máxima ejercida por el líquido, que puede obtenerse fácilmente a partir de (2) sin más que conocer la profundidad máxima  $h$ . La ventaja de este sistema frente a otros basados en la medida de la presión es que el manómetro encargado de medir el nivel se puede colocar a una cierta distancia del depósito.

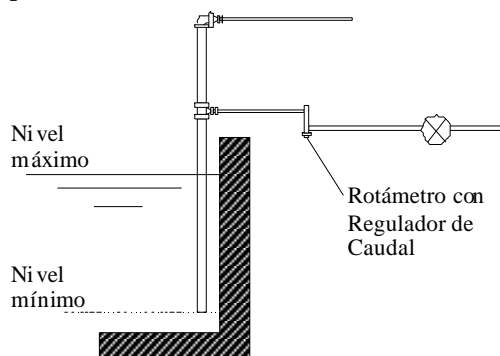
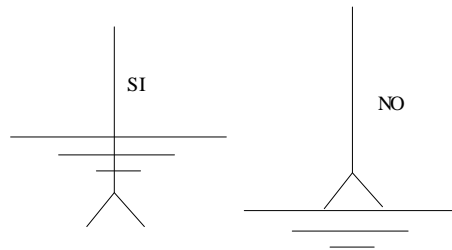


Figura 8.30. Medidor de nivel de tipo burbujeo.

#### 4.3. Mediciones de presencia de líquido.

En algunas aplicaciones concretas no resulta tan interesante medir el nivel exacto de líquido en el depósito como el medir si dicho nivel es superior o no a un determinado valor. En este sentido existen dispositivos más o menos complicados encargados de generar algún tipo de señal (generalmente eléctrica) que indique esta circunstancia.

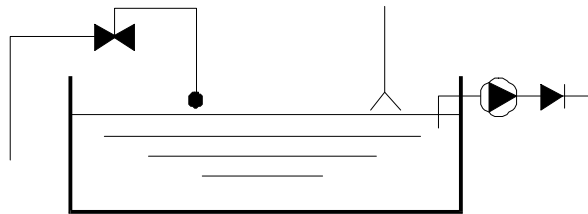
Uno de los dispositivos más sencillos para determinar si se ha alcanzado o no un determinado nivel es la introducción de un par de hilos conductores (Figura 8.31), de forma que al contacto con el fluido se produce el cierre del circuito eléctrico, mientras que al desaparecer el fluido (al haber disminuido el nivel) el circuito queda abierto al quedar al aire los dos contactos. Si bien no se trata de una solución tecnológicamente adecuada, no resulta extraño encontrarlo como solución de circunstancia en algunas instalaciones.



*Figura 8.31. Utilización de dos contactos eléctricos como indicadores de nivel.*

Existen otras soluciones basadas en la misma filosofía que la que se acaba de exponer, pero en la que se pretende evitar el contacto del circuito eléctrico con el fluido. Alguno de los más sencillos consiste en utilizar algún mecanismo del estilo de un flotador, como los descritos con anterioridad, que al alcanzar un determinado nivel cambian su posición y generan el cambio de posición de algún mecanismo interno que cierra entonces el circuito eléctrico.

La utilización de este tipo de medidores de nivel basados en un flotador es relativamente frecuente en las instalaciones.. En determinadas situaciones pueden servir incluso para sustituir algún otro tipo de medidor, como el caso por ejemplo del control de la aspiración de un grupo de bombeo. Con anterioridad se ha comentado ya la presencia en algunas ocasiones de un presostato de mínima para controlar la aspiración de los grupos de bombeo. Una solución alternativa (Figura 8.32) es emplear alguno de los mecanismos descritos con anterioridad en el depósito de aspiración de los grupos de bombeo, de forma que cuando no se dispone del nivel de agua mínimo no se cierra el contacto eléctrico y se produce la parada del grupo.

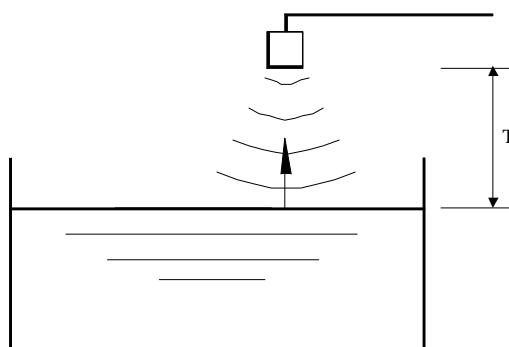


*Figura 8.32. Control de nivel en la aspiración de un grupo de bombeo.*

#### 4.4. Medidores de nivel por ultrasonidos.

Los medidores de nivel por ultrasonidos son una solución tecnológicamente más compleja que las abordadas con anterioridad, pero en determinadas circunstancias puede ser una solución adecuada.

Se basan en la emisión de un impulso ultrasónico (normalmente de una frecuencia en el rango 20-40 kHz) a una superficie reflectante, y la recepción del eco en un detector, ubicado físicamente junto al emisor y formando en conjunto una unidad. El retardo en la captación del eco depende del nivel en el depósito.



*Figura 8.33. Medición del nivel por ultrasonidos.*

Existen varias formas de montaje. La indicada en la Figura 8.33 es la más comúnmente empleada, puesto que así el sensor no está en contacto con el agua, aunque no hay que olvidar que este tipo de sensores tiene una distancia de bloqueo que imposibilita su uso en aquellos casos en que el posible punto de instalación se encuentre demasiado cerca del máximo nivel previsto para la lámina libre.

La precisión de estos instrumentos es elevada, pero por contra, son los más costosos; si bien pueden ser especialmente recomendados para algunas instalaciones de aguas residuales y corrosivas, por la ausencia de contacto físico entre el líquido y el medidor. Hay que tener en cuenta la influencia que sobre la generación del eco, tenga la posible formación de espumas sobre la lámina del fluido, la incorporación de microprocesadores junto al equipo transductor permite una apreciable reducción de los posibles ruidos.

## 5. MEDIDORES DE CAUDAL.

Son muchos los sistemas propuestos para la medida de caudales, quizás precisamente por la dificultad en encontrar un aparato que combine una buena precisión en un amplio rango de medida, con su facilidad de instalación y bajo costo.

En general, la determinación del caudal se realiza en la mayoría de las ocasiones a partir de determinar la velocidad media de circulación del fluido por el interior del conducto y tener en cuenta la sección del mismo. Los medidores de caudal pueden clasificarse en dos grandes bloques: los caudalímetros propiamente dichos y los contadores volumétricos. Los primeros, mediante algún tipo de medición indirecta obtienen una medida del caudal circulante por los conductos. Los segundos no realizan una medición del caudal instantáneo que circula por las conducciones, sino que realizan una medición acumulada del volumen de fluido que ha atravesado el medidor.

Los caudalímetros se encuentran presentes en una gran mayoría las instalaciones de distribución de agua, pero sin duda los instrumentos de medición más empleados son los contadores, pues en la mayoría de las ocasiones el servicio de suministro de agua se cuantifica en base al consumo realizado por cada uno de los abonados. Por su carácter particular y por la importancia que los contadores tienen en las redes de distribución de agua su estudio se realiza en un apartado específico de este capítulo.

Así este apartado se centra en presentar los instrumentos de medida de caudal, no entrando en la descripción de todos ellos, sino centrándose únicamente en aquellos que, por sus particularidades, son de uso más habitual.

### 5.1. Medidores de placa-orificio.

Los medidores de placa orificio (Figura 8.34) son instrumentos capaces de medir el caudal a partir de la presión diferencial entre dos puntos. La expresión del caudal obtenida con elementos de medición de presión diferencial se basa en la aplicación del teorema de Bernoulli (cuya expresión ha sido suficientemente justificada en el tema 2) a una tubería horizontal. La expresión simplificada del caudal  $Q$  que se obtiene con este tipo de medidores viene dada por la expresión:

$$Q = K\sqrt{\Delta H} \quad (8.25)$$

en la que  $\Delta H$  es la diferencia de alturas de presión del fluido o presión diferencial, y  $K$  es una constante que depende de los diámetros de la placa y de la tubería, de la rugosidad de la tubería, etc. No obstante, el valor de  $K$ , para una medidor concreto en una instalación determinada, ofrece tan pocas variaciones que puede admitirse sin excesivos errores que se mantiene constante.

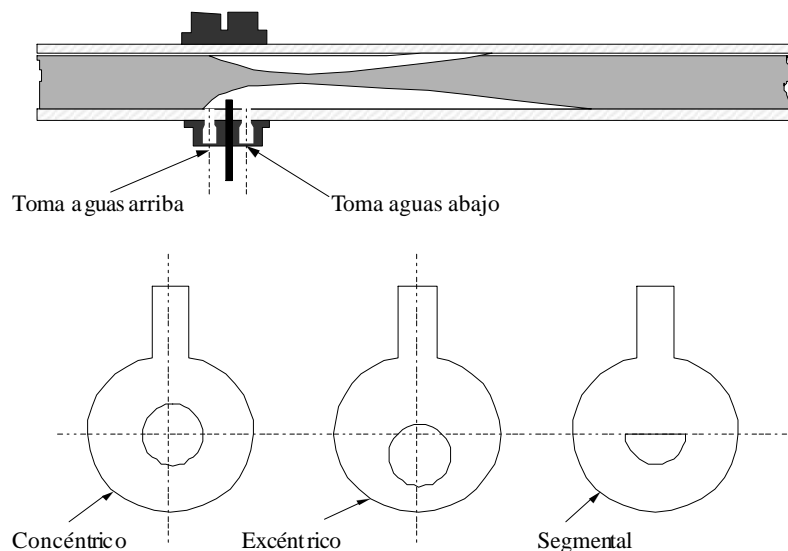


Figura 8.34. Disposición y formas de medidores de caudal placa-orificio.

En la expresión (8.25) puede verse que los valores del caudal son proporcionales a la raíz cuadrada de la presión diferencial. Este hecho genera inconvenientes a la hora de representar gráficamente los valores, pues no existe una correlación lineal entre ambos. Sin embargo, desde el punto de vista de la calibración, la relación cuadrática entre la magnitud medida y el resultado de la medición, que presentan este tipo de aparatos, resulta mucho más útil.

La presión diferencial puede medirse mediante tubos en U de agua o de mercurio o bien puede transmitirse a dispositivos electrónicos de medición de presiones diferenciales, para posteriormente tratar las mediciones realizadas por éstos y convertirlas en medidas de caudal.

El orificio de la placa puede ser concéntrico con la propia placa circular que se inserta en la conducción, ser excéntrico o bien a segmentos (Figura 8.34), y suelen disponer en la mayoría de las ocasiones de un pequeño orificio de purga a fin de poder eliminar los pequeños arrastres sólidos o gaseosos que lleva el fluido y que podría alterar de alguna forma la medición. Si las mediciones se realizan con un purgado adecuado y después de

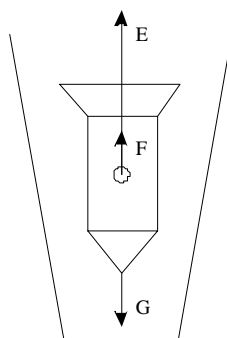
haber calibrado adecuadamente el diafragma, pueden llegar a conseguirse precisiones, durante el funcionamiento normal del instrumento, del orden del 1÷2%.

En definitiva se trata de un instrumento cuya utilización requiere ciertos cuidados y que en la práctica habitual de los abastecimientos de agua no es frecuente, si bien se encuentra con mayor asiduidad en instalaciones interiores e industriales de agua. Quizás la aplicación más característica de los medidores placa-orificio sea su utilización como base del suministro por aforo.

## 5.2. Rotámetros.

El Rotámetro® es el nombre registrado por la marca ROTA, mediante el cual se designan los caudalímetros que genéricamente se conocen como "flotadores de sección variable". El principio de funcionamiento de este tipo de caudalímetro, tal y como recoge la Figura 8.35, es la posición que ocupa un flotador inmerso en la corriente de fluido. Dicho flotador, cuya constitución es muy variada (materiales metálicos, PVC, teflón, etc...), establece su posición de flotación en un punto tal que se compensan las fuerzas originadas por:

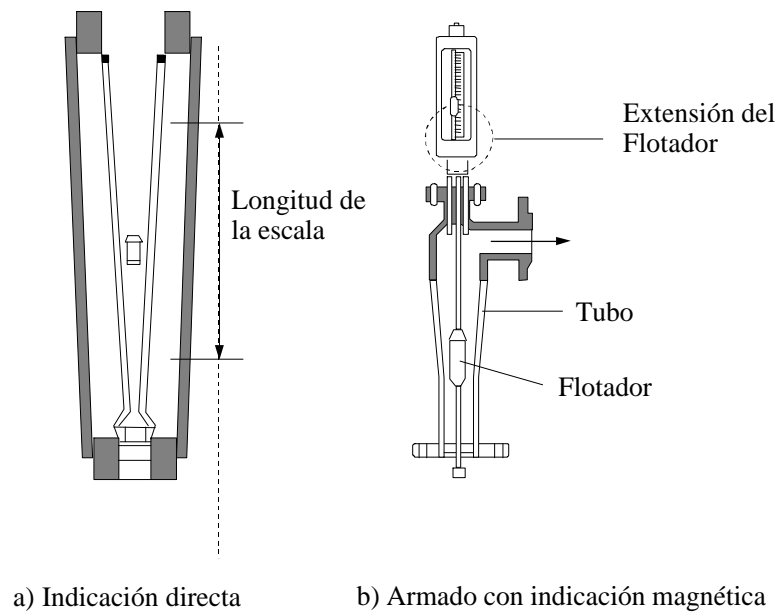
- El propio peso de su masa,  $G$ .
- El empuje de Arquímedes que experimenta por estar inmerso en un fluido,  $E$ .
- El empuje creado por la diferencia de presiones que se establece, y originada por el propio flotador,  $F$ .



*Figura 8.35. Principio de funcionamiento del Rotámetro®.*

El principio de funcionamiento del Rotámetro® implica que para cada caudal de circulación corresponde una posición de equilibrio. El diseño variable de la sección interior del Rotámetro® se practica en base a buscar una relación lineal entre el caudal y la posición de equilibrio (desplazamiento generado) del flotador.

El Rotámetro® presenta una gran variedad de diseños, tanto en cuanto a los materiales de que pueden estar fabricados, como a la forma de lectura del caudal. En cuanto a los materiales, ya se ha indicado que el flotador puede construirse en materiales tanto metálicos como plásticos, mientras que la carcasa exterior del instrumento habitualmente suele estar construida en vidrio transparente o bien de material inoxidable opaco. Respecto de la lectura de la medición en el Rotámetro®, ésta puede realizarse de forma directa, por visualización de una escala graduada de caudales (Figura 8.36.a), o bien tener una lectura mediante detección magnética (Figura 8.36.b), en cuyo caso puede llegar a obtenerse una señal eléctrica estándar (por ejemplo 4-20 mA).



*Figura 8.36. Tipos de Rotámetros®.*

En general los Rotámetros® son instrumentos limitados a bajos caudales, cuyo montaje debe realizarse verticalmente y en general para aplicaciones en las que se requiera un conocimiento de la medición pero sin excesiva precisión.

Algunas de las ventajas que presenta la utilización del Rotámetro® son las siguientes:

- Presenta un coste relativamente bajo respecto de otro tipo de medidores. Este comentario, no obstante, solo es cierto para los modelos más sencillos, por cuanto los más sofisticados tienen precios excesivamente elevados.
- Requiere de pequeños tramos rectos aguas arriba y aguas abajo de los mismos para establecer el flujo y garantizar unas mediciones precisas, lo que lo hace especialmente útil en instalaciones en las que se disponga de poco espacio. En este sentido conviene indicar que las utilizaciones principales de los rotámetros en los sistemas de distribución de agua son en estaciones de bombeo, en las cuales puede, en ocasiones, haber escasez de espacio disponible.
- Resulta útil (por su simplicidad) para ser manejado por personal sin cualificación técnica, salvo en lo que a las labores de mantenimiento del aparato se refiere.

Por el contrario entre los principales inconvenientes que se encuentran destacan:

- Tiene unas prestaciones pobres por los niveles de precisión que pueden llegar a alcanzarse. Las precisiones usuales de este tipo de caudalímetros oscilan (según catálogo) alrededor de  $2\div 3\%$ , si bien una vez instalados tienen precisiones algo menores. En caso de realizar una calibración específica del aparato una vez instalado pueden obtenerse precisiones ligeramente superiores.
- Tiene fuertes limitaciones por cuanto el rango de diámetros disponibles comercialmente de forma más habitual es  $5\div 120$  mm, lo que condiciona su funcionamiento para caudales bajos. Esta limitación de caudales bajos puede solventarse, como de hecho se realiza en numerosas aplicaciones prácticas, instalando el Rotámetro® en una derivación de la conducción principal de menor diámetro y por la que consecuentemente circulará menos caudal.

En el caso de disponer de dos circuitos resistentes en paralelo (Figura 8.37), teniendo en cuenta que la caída de presión en ambos circuitos es la misma y que el caudal total  $Q$  es suma del que circula por cada circuito se puede obtener el caudal circulante por la tubería principal  $Q_1$ , en función del caudal obtenido en un ramal (p.e.  $Q_2$ ):

$$\left. \begin{array}{l} R_1 Q_1^2 = R_2 Q_2^2 \\ Q_1 + Q_2 = Q \end{array} \right\} Q = \left( 1 + \sqrt{\frac{R_2}{R_1}} \right) Q_2 \quad (8.26)$$

y teniendo en cuenta que la resistencia de la derivación es mucho mayor que la de la tubería principal (es de diámetro sensiblemente inferior) se puede expresar de la forma

$$Q \cong Q_2 \sqrt{\frac{R_2}{R_1}} \quad (8.27)$$

En definitiva, la instalación de una derivación en paralelo permite realizar, con un coste bajo, una medición que posteriormente se relaciona directamente con el caudal circulante  $Q$  por la conducción principal.

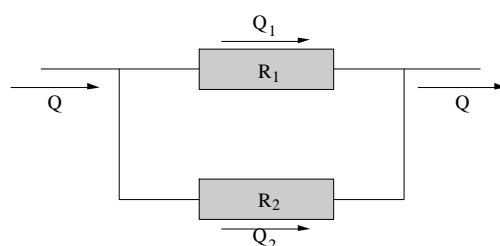


Figura 8.37. Dos circuitos en paralelo (Rotámetro® en derivación).

- Pueden existir ciertas dificultades para montar el medidor, pues este debe montarse verticalmente. Asimismo las tareas de limpieza y mantenimiento del flotador requieren un cierto cuidado para no deteriorar el aparato.

### 5.3. Medidores de caudal ultrasónicos.

El caudalímetro ultrasónico es, quizás, una de las variantes tecnológicas en la medición del caudal en redes de distribución de agua que más auge ha adquirido en los últimos tiempos. De hecho para diámetros de tamaño elevado (del orden de 1 m o más) comienza a resultar la alternativa económicamente más aceptable de las existentes en la actualidad.

El funcionamiento de estos caudalímetros ultrasónicos, de los que existen diversas variantes, se basa en el principio físico mediante el cual la velocidad del sonido al propagarse por un medio en movimiento experimenta una ligera variación respecto a si el medio estuviese en reposo, siendo además esta variación tanto mayor cuanto mayor es la velocidad de desplazamiento del medio. Se trata pues de considerar la variación de la velocidad de propagación del sonido y relacionar ésta con la velocidad del fluido, en este caso agua, en circulación. Establecida esta velocidad (media) de circulación del fluido en la

sección analizada y conociendo la sección del conducto la obtención del caudal resulta inmediata.

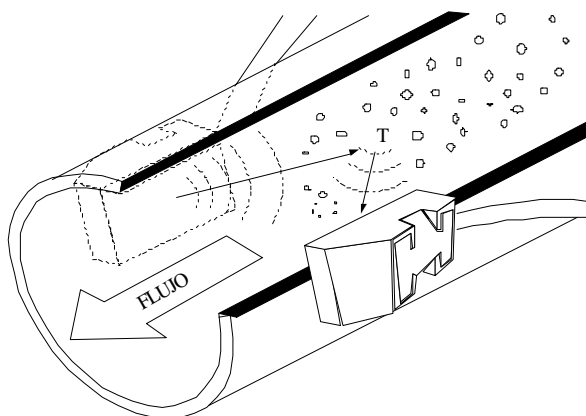
Basados en el mismo principio de funcionamiento es posible encontrar, como caudalímetros ultrasónicos tres tipos característicos: caudalímetros ultrasónicos de efecto Doppler, caudalímetros ultrasónicos de tiempo tránsito y caudalímetros ultrasónicos de diferencia de frecuencias. Cualquiera estos tres tipos de caudalímetros ultrasónicos pueden encontrarse asimismo en tres tipos de ejecuciones diferentes:

- Las sondas se encuentran en contacto directo con el líquido, pero se instalan sobre la conducción.
- Las sondas se encuentran también en contacto con el fluido, pero son sondas de inserción que pueden instalarse a través de una toma practicada en la conducción, que bien puede haberse realizado en carga. Se trata por tanto de una ejecución que permite retirar el caudalímetro una vez realizada la medición.
- Las sondas empleadas no se encuentran en contacto con el fluido; se instalan por la parte exterior de conducto. Resultan, por tanto sumamente fáciles de instalar por cuanto no requieren ni siquiera de una toma.

#### *Caudalímetros de efecto Doppler.*

El principio de funcionamiento de estos caudalímetros es la variación que experimenta la frecuencia de un haz de sonido al ser emitida (o reflejada) desde un objeto móvil (en este caso el fluido) y ser observada ésta desde un receptor u observador que se encuentra en todo momento fijo.

El esquema de funcionamiento (Figura 8.38), recoge la presencia de un emisor en la parte externa de la tubería, el cual es el encargado de enviar un tren de ondas sonoras hacia la corriente fluida. En este punto resulta fundamental que la corriente fluida disponga de cierta cantidad de partículas sólidas en suspensión o en su defecto que disponga de un flujo abundante de burbujas de aire arrastradas por la corriente. Es la presencia de estos objetos la que hace reflejar el tren de ondas sonoras. La frecuencia del tren de ondas sonoras reflejado es medida por el receptor (observador) fijo que se encuentra en el mismo módulo que el emisor inicial.



*Figura 8.38. Principio de funcionamiento de un caudalímetro ultrasónico tipo Doppler.*

La relación entre la diferencia de frecuencias entre el tren sonoro del emisor y el tren sonoro que recoge el receptor viene dada por la expresión:



$$\Delta f = 2 f_i \frac{V}{c} \quad (8.28)$$

donde  $\Delta f$  es la diferencia de frecuencias medida,  $f_i$  es la frecuencia incidente sobre las partículas de la corriente,  $V$  es la velocidad de las partículas sobre las que se refleja el tren de ondas (admitida igual a la velocidad media del fluido en la sección), y  $c$  es la velocidad del tren de ondas (velocidad del sonido) en el medio en reposo.

En definitiva, a partir de la expresión (6) se dispone de una relación lineal entre la magnitud medida por el instrumento  $\Delta f$  y la velocidad  $V$  del fluido.

#### *Caudalímetros de tiempo de tránsito.*

Los caudalímetros ultrasónicos de tiempo de tránsito, cuyo esquema general se recoge en la Figura 8.39, están basados en medir la diferencia de tiempos que tarda una misma onda sonora en recorrer la distancia entre los dos electrodos colocados perpendicularmente a la tubería, según realice el recorrido a favor o en contra de la corriente del fluido.

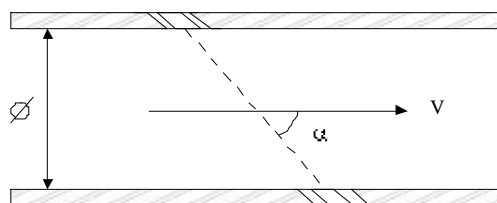


Figura 8.39. Medidor de caudal ultrasónico por tiempo de tránsito.

Cada uno de los electrodos emite un pulso sonoro y recoge el pulso sonoro emitido por el emisor opuesto, con el que se encuentra encarado, formando la línea que une ambos un ángulo  $\alpha$  respecto del eje de la tubería. El tiempo  $t_{A-B}$  que tarda el pulso sonoro en recorrer la distancia entre A y B (a favor de corriente) es:

$$t_{A-B} = \frac{L}{c + V \cos \alpha} \quad (8.29)$$

donde  $L$  es la distancia entre las sondas. Por otra parte, el tiempo  $t_{B-A}$  en recorrer en la distancia  $L$  contracorriente, es decir, desde B hacia A, es:

$$t_{B-A} = \frac{L}{c - V \cos \alpha} \quad (8.30)$$

La diferencia entre ambos tiempos,  $\Delta t$ , que es lo que el instrumento registra, se obtiene a partir de (8.29) y (8.30), despreciando  $V \cos \alpha$  respecto a  $c$ , y considerando la relación entre la longitud  $L$  y el diámetro  $D$  de la conducción ( $D = L \cdot \sin \alpha$ ):

$$\Delta t = \frac{2 D V}{\operatorname{tg} \alpha c^2} \quad (8.31)$$

En definitiva, se obtiene de nuevo una relación lineal entre la velocidad del fluido en la conducción y la magnitud medida por el instrumento, en este caso la diferencia de tiempos  $\Delta t$ .

De acuerdo con lo anterior, es claro que un aspecto muy importante en el correcto funcionamiento del equipo es asegurar la perfecta alineación de las sondas, al objeto de no afectar la recepción de los sonidos emitidos por la otra sonda. Este problema se presenta especialmente delicado en el caso de grandes diámetros.

#### *Caudalímetros de diferencia de frecuencias.*

En el caso de la medición por diferencia de frecuencias (la velocidad del fluido se deduce por la diferencia de frecuencias de los trenes de pulsos, en vez de por el tiempo de transmisión), se presenta la ventaja de que el resultado es independiente de la velocidad del sonido en el fluido.

$$\Delta f = \frac{V \sin 2 \alpha}{D} \quad (8.32)$$

Sin embargo, estos equipos presentan una menor velocidad de respuesta, así como el inconveniente de que resulta bastante probable un bloqueo en la emisión de los trenes de pulsos que anule la medida, aunque ya se están desarrollando en la actualidad variantes que evitan este problema de forma muy satisfactoria.

#### *Características generales de los caudalímetros ultrasónicos.*

En general, puede decirse que los caudalímetros por ultrasonidos son muy sensibles y aptos para un gran rango de medidas, además de no provocar ninguna pérdida de carga. Proporcionalmente, y en relación con otros equipos, resultan caros en conducciones de pequeño diámetro, pero económicos para grandes diámetros (que es donde se recomienda su uso), ya que el coste realmente se refleja en las sondas y electrónica de proceso de la señal.

Para terminar la exposición de este tipo de caudalímetro se exponen a continuación las principales limitaciones, ventajas e inconvenientes que su utilización presenta. Además de las consideraciones de tipo económico, que como se ha indicado limitan el uso de este tipo de caudalímetro para diámetros pequeños, existen otras limitaciones que determinan rechazar su uso:

- La presencia de elementos en suspensión o de burbujas de aire, que resulta fundamental para los caudalímetros de efecto Doppler, resulta una limitación fundamental para el resto de caudalímetros de este tipo.
- Si el perfil de velocidades es complejo y notablemente diferente de aquel para el que se ha diseñado el caudalímetro, los resultados ofrecidos pueden contener errores de consideración. El resultado de la medición con un caudalímetro ultrasónico es la determinación de una velocidad media promedio de la sección en la cual se ha efectuado el análisis. Si el perfil de velocidades es complejo, la realización de la medición con diferentes posiciones de las sondas ofrecerá resultados dispersos, muestra clara de que los resultados obtenidos en primera instancia no eran correctos.
- Los caudalímetros que utilizan sondas sin contacto con el líquido pueden presentar problemas derivados de la pérdida de señal que se experimenta al atravesar la capa del material de la conducción. En este sentido materiales "esponjosos", como puede ser el fibrocemento, o materiales combinados, como

la fundición con recubrimiento interior, generan notables perturbaciones. No obstante, con una adecuada técnica electrónica del aparato, estos efectos pueden soslayarse.

Respecto de las ventajas que ofrecen en general los caudalímetros ultrasónicos cabe indicar, la ausencia de pérdida de carga originada por su instalación, la independencia que tienen de las propiedades físicas del fluido (salvo en lo que a elementos en suspensión se refiere) y la posibilidad de medir flujos inversos. Por el contrario la utilización de este tipo de medidor de flujo también presenta una serie de inconvenientes:

- Exigen un tramo de estabilización del flujo importante (mínimo 10 diámetros, muy ampliado en el caso de existencia de válvulas de regulación aguas arriba) y, como se ha indicado, resultan poco fiables si hay sólidos o burbujas en suspensión (salvo en los tipo Doppler, en los que, por contra, es requisito importante).
- El posicionamiento de las sondas es sumamente delicado. Buena parte de los errores que se generan pueden venir derivados de una mala instalación de las sondas.
- Existe en general en los fabricantes una cierta reticencia a ofrecer información detallada del funcionamiento de sus equipos. En ocasiones la falta de esta información origina no poder seleccionar adecuadamente el medidor, no poder prever situaciones especiales o incluso no poder corregir desviaciones significativas del cero.

#### 5.4. Medidores de caudal electromagnéticos.

El funcionamiento de los caudalímetros electromagnéticos (Figura 8.40) está basado en la ley de Faraday de la inducción electromagnética (8.33), según la cual, cuando un conductor se mueve perpendicularmente dentro de un campo magnético se induce en los extremos del conductor una fuerza electromotriz  $E$ , proporcional a la longitud  $L$  del conductor, a la intensidad  $B$  del campo magnético y la velocidad  $V$  del conductor:

$$E = K \cdot L \cdot B \cdot V \quad (8.33)$$

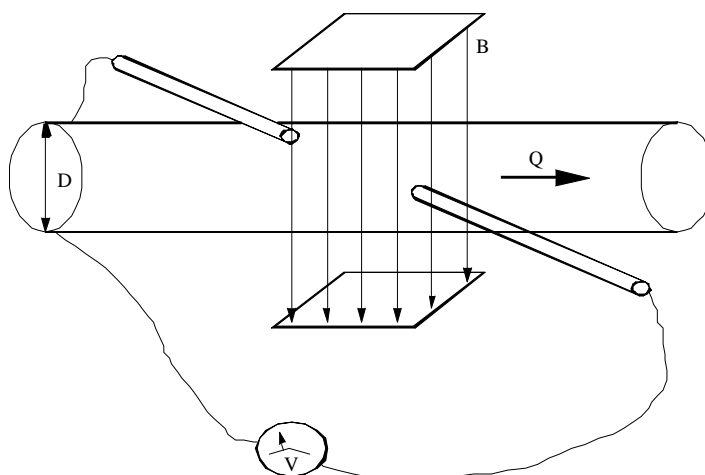


Figura 8.40. Principio de funcionamiento de un caudalímetro electromagnético.

En el caso de los caudalímetros electromagnéticos el papel de elemento conductor lo realiza el agua que circula por la conducción. Por esta razón el fluido debe tener una conductividad mínima que oscila entre 1 y 5  $\mu\text{S}/\text{cm}^2$ , dependiendo de las características del medidor. Si el fluido no dispone de la conductividad mínima no puede funcionar como conductor y el medidor resulta totalmente inservible.

La estructura del caudalímetro electromagnético es la de un carrete que se instala en serie con la conducción en la que se desea medir el caudal. Sobre el fluido en el interior del carrete se genera un campo magnético por medio de dos bobinas situadas a lo largo del tramo de conducto que constituye el carrete del caudalímetro. Por efecto del campo magnético y del movimiento del conductor (el fluido) se induce la tensión que se detecta por medio de dos electrodos que se encuentran en contacto con el fluido.

La intensidad del campo magnético suele ser un valor predeterminado y fijo para un caudalímetro concreto. La longitud del conductor también es conocida para un caudalímetro dado, por cuanto no es más que la distancia entre los electrodos. Por tanto en la expresión (8.33) la única variable independiente es la velocidad de fluido, que resulta proporcional a la tensión inducida en los electrodos.

Esta tensión inducida es del orden de pocos milivoltios, por lo que posteriormente debe ser debidamente tratada para convertirla en alguno de los formatos de salida comentados ya en apartados anteriores de este capítulo. Un formato de salida adicional que presentan estos caudalímetros es la conversión de la señal de salida en una señal de frecuencia. En estos casos, la señal de salida es un tren de pulsos de amplitud constante y cuya frecuencia es proporcional al caudal circulante.

En general los caudalímetros electromagnéticos son unos medidores muy precisos y robustos, pero costosos, sobre todo en grandes diámetros como consecuencia de requerir un carrete de medida de especiales características. No obstante en la gama de diámetros medios constituyen una solución económicamente moderada y de grandes prestaciones.

Una de las dificultades principales que presenta la utilización de los caudalímetros electromagnéticos es el cuidadoso trato que debe tenerse con la parte eléctrica del mismo. No es extraño, debido a la potencia que requieren las bobinas para generar el campo magnético, que la alimentación del instrumento sea 220 VAC, teniendo en ocasiones un consumo eléctrico importante. Junto a estos niveles de tensión se manejan niveles de tensión de milivoltios; los derivados de las fuerzas electromotrices inducidas. Por ello resulta fundamental la cuidadosa instalación de la puesta a tierra del equipo. De hecho una pequeña derivación eléctrica del instrumento puede suponer una señal de salida completamente errática, ya que dicha derivación puede ser de un orden de magnitud similar a la señal generada por el elemento primario del instrumento.

En este punto indicar que la señal de salida debe ir, en la medida de lo posible convenientemente apantallada, para evitar la inducción en la misma de corrientes parásitas. Asimismo debe realizarse, como se ha mencionado, una adecuada instalación de la toma de tierra del aparato, conscientes de que dicha instalación tendrá particularidades diferentes dependiendo de si la tubería es conductora (tubería metálica) o por el contrario no lo es (tuberías de plástico). Así una buena recomendación sería seguir las instrucciones de montaje, y conexiones especiales que indique el fabricante en la documentación que acompañe al equipo (recomendándose además, que aunque se trate de una documentación amplia y precisa, se confirme personalmente con él todas las dudas e imponderables que surjan en la instalación del equipo).

### 5.5. Caudalímetros de inserción.

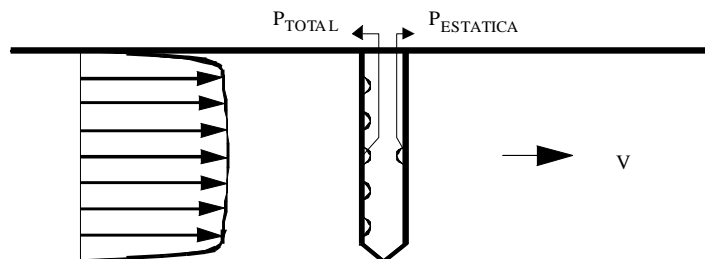
Se recogen a continuación una construcción particular de medidores de caudal, cuya característica principal no es el principio de funcionamiento, sino la forma de instalación en la conducción. Se trata de los caudalímetros de inserción.

La característica peculiar de este tipo de caudalímetros es que se instalan a través de una toma realizada en la conducción. Dicha toma puede haberse realizado previamente en carga, y la conexión del caudalímetro se realiza a través de una pequeña válvula colocada en la toma. El funcionamiento es bastante parecido en la mayoría de los sistemas disponibles comercialmente. Se trata de un cuerpo exterior que rosca y encaja perfectamente en la toma practicada en la conducción, que oscila entre  $1/2"$  y  $1\frac{1}{2}"$ , aproximadamente. En el interior del cuerpo principal del medidor se encuentra un segundo cuerpo que se desplaza a través de la toma para ponerse en contacto con el fluido y realizar la medición.

Existen sondas de inserción basadas en diferentes principios de funcionamiento, si bien las utilizadas más frecuentemente y de las que se dispone comercialmente más a menudo son: las sondas tipo Annubar®, las sondas de inserción electromagnéticas y las sondas de inserción de molino.

#### *Medidores tipo Annubar ®*

El principio de funcionamiento de este tipo de sonda de inserción es la medición de una presión diferencial. Los medidores tipo Annubar® tienen forma de lanza, la cual se inserta en la conducción transversalmente a la dirección del flujo, como muestra la Figura 8.41; es por ello por lo que entra dentro de lo que se denomina caudalímetros de inserción.



*Figura 8.41. Esquema de un medidor de caudal tipo Annubar.*

La sonda consta en realidad de dos tubos, uno destinado a medir la presión total y otro para la presión estática. El tubo de presión total posee varios orificios orientados de cara a la corriente, y situados a unas ciertas distancias del extremo de la sonda. La configuración interna del tubo y la posición de los orificios es tal, que la presión total detectada a la salida del tubo resulta ser una media convenientemente ponderada (conforme al perfil de velocidades) de la presión tomada en cada uno de los orificios.

El tubo de presión estática por su parte, situado en el interior del de presión total y coaxial con él, posee un único orificio orientado aguas abajo. Basándose en el principio del tubo de Pitot, la presión diferencial entre uno y otro tubo estará relacionada con el cuadrado de la velocidad media en la sección de medida, y por consiguiente con el caudal.

De acuerdo con lo anterior, y de aplicación a cualquier elemento primario que genere una presión diferencial para medir (placas orificio, venturis, ...), es fundamental para la correcta apreciación de la medida la utilización de un transductor de presión diferencial de calidad. Es evidente que de poco sirve que la sonda Annubar® esté perfectamente

diseñada, elegida e instalada, si la determinación de la presión diferencial obtenida es errónea.

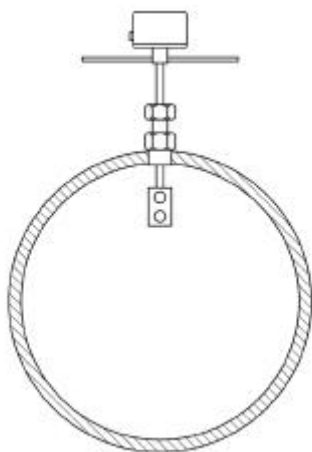
Los tubos Annubar® son dispositivos fáciles de manejar, pudiéndose instalar incluso en tuberías en carga, ya que para ello sólo se requiere la existencia de una toma sobre la tubería con una válvula de compuerta o de bola, que permita la inserción de la sonda. Tienen una precisión aceptable y baja pérdida de carga (si se emplea para diámetros medios y grandes), siendo su coste razonable. Son muy útiles cuando el valor de la sección es perfectamente conocido; sin embargo para cada diámetro se requiere una lanza apropiada ya que la situación de los orificios de determinación de la presión total se calcula de acuerdo con el perfil de velocidades para cada diámetro.

Por motivos mecánicos de resistencia y vibración, presentan limitaciones en el diámetro de utilización, así como en los rangos de caudal. Este condicionante limita su utilización para instalaciones con conducciones de mayores diámetros, ya que para diámetros pequeños la perturbación que origina en el flujo la inserción de la sonda desvirtúa totalmente las mediciones que pudieran realizarse.

La naturaleza constructiva del elemento primario obliga, en caso de instalarse de forma prácticamente permanente, y a un mantenimiento frecuente del mismo ante el riesgo de obturación de los orificios.

#### *Sondas de inserción electromagnética.*

El principio de funcionamiento de las sondas de inserción electromagnéticas es sumamente similar al de los caudalímetros electromagnéticos. El campo magnético es generado por una bobina electromagnética localizada en el sensor, de forma que cuando el líquido fluye alrededor de éste cortando el campo magnético, se induce un gradiente potencial que es perpendicular a la dirección del caudal. Este campo eléctrico es detectado como un voltaje diferencial por 2 electrodos situados en el mismo sensor que se introduce en el seno de la corriente fluida, para posteriormente ser procesado por la unidad electrónica y generar una señal de salida lineal de la velocidad.



*Figura 8.42. Sonda de inserción electromagnética.*

La diferencia fundamental entre las sondas de inserción electromagnética y los caudalímetros basados en el mismo principio es la variable medida. Así, en los caudalímetros electromagnéticos se mide la velocidad media en la sección, por cuanto los

electrodos, que miden la tensión inducida, tienen una separación perpendicular al flujo de valor igual al diámetro. Por ello la tensión inducida refleja la media ponderada del perfil de velocidades que desarrolla entre estos electrodos. Por el contrario, la medida de la sonda de inserción electromagnética es la correspondiente a la del punto del perfil de velocidades en el cual se inserta.

Dado que el objetivo final de la utilización de una sonda de inserción es determinar el caudal que fluye por el conducto, no basta con determinar la sección de éste, sino que la elección del punto de inserción de la sonda se convierte en parámetro fundamental. Así, con diferentes profundidades de inserción se detectan diferentes valores de la magnitud de salida, por cuanto la velocidad puntual obtenida es diferente.

El caudal volumétrico que circula por un conducto en el cual se dispone de una sonda de inserción electromagnética instalada viene dado por:

$$Q = A V_0 F_i F_p \quad (8.34)$$

donde  $V_0$  es la velocidad medida por la sonda de inserción,  $A$  es la sección del conducto,  $F_i$  es el factor de inserción y  $F_p$  es el factor de perfil.

El factor de inserción  $F_i$  es un coeficiente utilizado para corregir las desviaciones que se producen en la medición de la velocidad por el hecho de introducir la sonda en el seno del conducto. El sensor, inmerso en la corriente fluida, ocupa un lugar y origina una distorsión local del perfil de velocidades.

El factor de perfil  $F_p$  es la relación entre la velocidad axial media y la velocidad en la línea en la cual se ha insertado el medidor (normalmente la línea central del perfil de velocidades). En condiciones de flujo turbulento completamente desarrollado esta relación se mantiene constante para un diámetro dado del conducto, si bien resulta un parámetro sumamente variable con la profundidad de inserción de la sonda.

Tanto el factor de inserción  $F_i$  como el factor de perfil  $F_p$  se mantienen constantes si el flujo es completamente turbulento para un tamaño determinado de conducto y para una profundidad de inserción fija. Se trata de datos que debe aportar el fabricante del instrumento de medición, pues en caso contrario las mediciones realizadas pierdan gran parte de su significación. En el caso de no disponer de datos sobre estos coeficientes puede realizarse una calibración conjunta del producto de ambos, pero aplicable tan solo a cada uno de los casos en los que se realice dicha calibración.

De cuanto se ha expuesto se deduce la necesidad de que el flujo que se mide mediante la sonda de inserción sea turbulento desarrollado. Por ello este tipo de medidores requiere de importantes tramos aguas arriba y aguas abajo del medidor sin la presencia de obstáculo o accesorio alguno. De hecho suele recomendarse en la mayoría de las aplicaciones disponer de 25 diámetros aguas arriba del medidor y 5 diámetros aguas abajo, lo que resulta muy superior al de otros medidores de caudal.

Finalmente indicar que un aspecto fundamental de las sondas de inserción electromagnéticas, principalmente en su instalación, es la alineación que deben tener éstas. De hecho la alineación incorrecta de la sonda es una de las fuentes de error más frecuente en este tipo de medidores. En la Figura 8.43 se recoge, para un medidor concreto, el error que se comete en función del ángulo de desviación que se tenga en la alineación de la sonda.

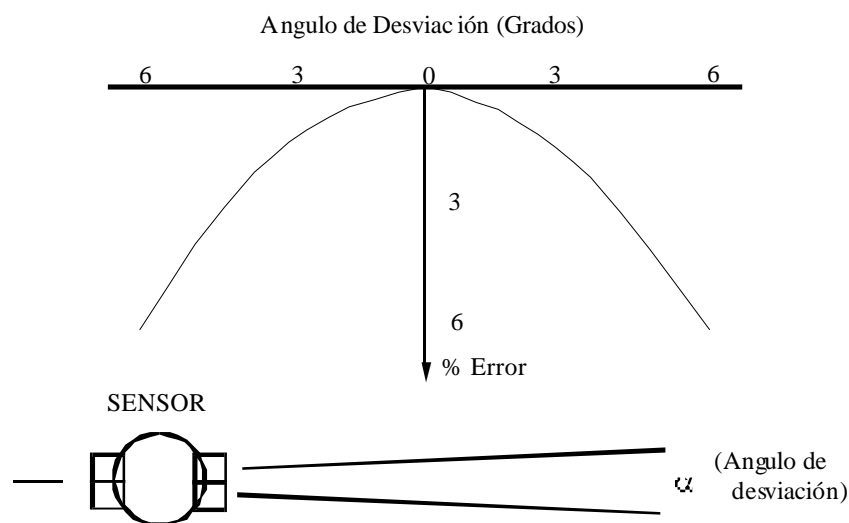


Figura 8.43. Error en la alineación de una sonda electromagnética de inserción.

En definitiva, de cuanto se ha expuesto se deduce la importancia, tanto de la instalación como del adecuado conocimiento que se debe tener de este tipo de medidores antes de proceder a su utilización.

#### Sondas de inserción de turbina.

Las sondas de inserción de turbina presentan una constitución sumamente parecida a las sondas de inserción electromagnéticas abordadas en el apartado anterior, si bien su principio de funcionamiento es completamente distinto. Se trata de medidores que pueden considerarse como caudalímetros de turbina (cuyo estudio detallado se aborda en apartados posteriores), en los cuales el rotor de la turbina (Figura 8.44).

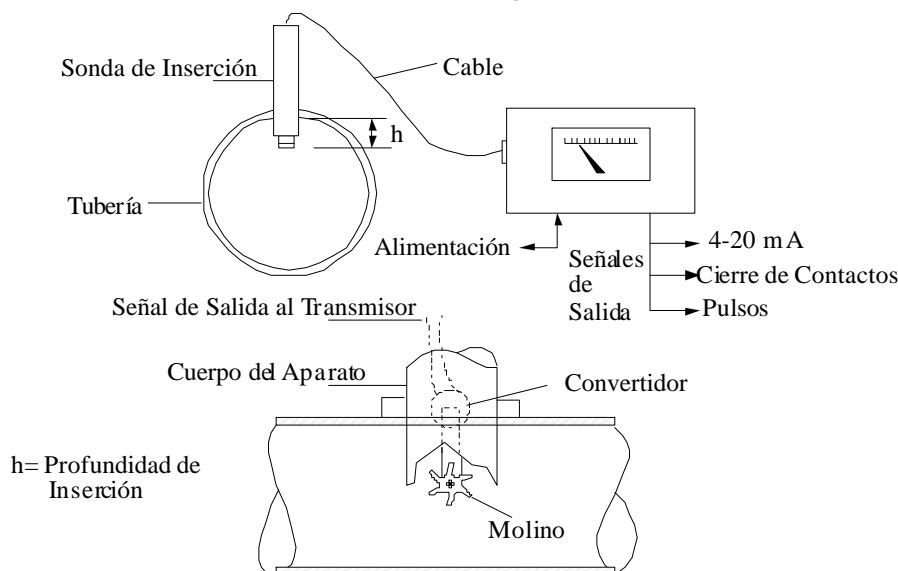


Figura 8.44. Sonda de inserción de turbina.

Su principio de funcionamiento se basa en el intercambio de cantidad de movimiento entre el fluido y las aspas de la turbina, de forma que la acción del fluido sobre éstas origina



el giro de la misma. Con una sonda de este tipo la velocidad del flujo se mide a partir del giro experimentado por el rotor de una turbina sometida a fuerzas dinámicas al ser introducida en el seno de la corriente, de forma que cada pequeño desplazamiento (giro) del rotor se convierte en un pulso eléctrico. De esta forma la frecuencia de la señal generada es proporcional a la velocidad de fluido que atraviesa la turbina del sensor de medida. La señal de salida puede ser la misma señal de frecuencia generada, debidamente amplificada o bien puede ser adecuadamente tratada para adoptar alguno de los formatos estándar.

Si se conoce el perfil de velocidades en el conducto, puede relacionarse directamente la velocidad medida con el caudal o volumen acumulado que atraviesa la sección en la cual se inserta el medidor. Se trata pues de una problemática absolutamente similar a la que presentan las sondas de inserción electromagnéticas abordadas en el apartado anterior.

El orden de magnitud de las precisiones que se manejan con este tipo de medidores es del 1%, aunque en determinadas ocasiones pueden encontrarse precisiones mayores (del orden del 0'5%). No obstante como se ha insistido ya, la correcta instalación de la sonda es fundamental para obtener unos buenos resultados de la medición.

#### *Otras características de las sondas de inserción.*

El formato de salida y las necesidades de alimentación que ofrecen las sondas de inserción son completamente diferentes. Así, las sondas de inserción electromagnéticas requieren en la mayoría de los casos una alimentación de cierta importancia, en ocasiones incluso 220VAC. Por el contrario las sondas de inserción de molino funcionan con alimentaciones menores, o incluso, en algunas soluciones comerciales funcionan sin alimentación, generando tan solo pulsos por la presencia de un pequeño imán en el interior del molino.

Respecto del formato de salida, cabe indicar que depende grandemente de la electrónica que lleve asociado cada uno de los elementos primarios. Así, suele ser general encontrar, además del formato normalizado 4-20 mA, algún tipo de señal de salida en frecuencia, proporcional al caudal medido.

Sin duda la gran ventaja que ofrecen este tipo de medidores de caudal es la gran portabilidad que presentan, y la facilidad de poderse utilizar en diversos puntos de la conducción, sin más que realizar una toma. Pero por el contrario este tipo de medidores también presentan una serie de desventajas:

- La instalación del aparato en general debe ser sumamente cuidadosa, a fin de evitar errores importantes. En este sentido es sumamente importante la profundidad a la cual hay que introducir la sonda, bien sea electromagnética, bien sea de molino, para que la lectura efectuada (velocidad) se asemeje lo mas posible al valor de la velocidad media del flujo en esa sección.
- Tienen en general un nivel de precisión ligeramente inferior a medidores basados en el mismo principio de funcionamiento, pero instalados de forma fija en la conducción.
- El uso de las sondas de inserción está limitado a partir de un determinado diámetro, que en general depende del tamaño de la sonda. Para diámetros menores se originan en el flujo perturbaciones que modifican notablemente la lectura.

### 5.6. Comentarios generales.

En apartados precedentes se ha realizado una exposición detallada de los principales tipos de medidores de caudal, incluyendo las diferentes soluciones comerciales de que se puede disponer en cada caso. En buena medida se ha realizado para cada uno de los instrumentos de medida presentados una valoración sobre las ventajas e inconvenientes que presenta su utilización.

Uno de los aspectos fundamentales a la hora de escoger un medidor de caudal son las características metrológicas del mismo, a saber, precisión, rango, etc.. Asimismo resulta interesante conocer la pérdida de carga que la instalación del medidor puede introducir en la instalación. Por ello en la Tabla 8.17 se recogen de forma comparativa algunas de las características metrológicas y de pérdida de carga de los caudalímetros estudiados. A este respecto cabe indicar la gran disparidad que existe entre unos fabricantes y otros, por lo que en la tabla se han recogido datos extraídos de una referencia suficientemente contrastada (Larreategui, 1994) y además bastante reciente.

*Tabla 8.17. Características de los principales tipos de caudalímetros.*

Tipo de Caudalímetro	Precisión (%)	Linealidad (%)	Repetibilidad (%)	Pérdida de carga <sup>(**)</sup>
Placa-Orificio	1÷10	*	*	4
Rotámetro	1'6÷30	1÷5	0'5÷1	3
Ultrasónico Doppler	3÷10	-	0'2÷1	1
Ultrasónico Tiempo Tránsito	2÷4	0'1÷0'5	0'2÷1	1
Ultrasónico Diferencia Frecuencias	1÷3	0'5÷1	0'2÷1	1
Electromagnético	0'6÷3	0'5÷1	0'2÷1	1
Inserción electromagnético	2'5÷10	2'5÷4	0'1÷1	1
Inserción de turbina	2'5÷10	0'25÷5	0'1÷2	1

\*: Depende del transductor de presión utilizado  
 \*\*: 1(Muy poca), 2(Poca), 3(Apreciable), 4(importante), 5 (Muy importante)

Como ha podido observarse en todo lo anteriormente expuesto, salvo para el caso de los caudalímetros electromagnéticos, los diversos procedimientos de medida presuponen la existencia de un determinado perfil de velocidades en el interior de la tubería en el punto de medida. Esto supone, por tanto, que la instalación de cualquier equipo de medición de caudal requiere que el flujo se encuentre plenamente desarrollado, al objeto de poder calcular velocidades y esfuerzos medios conforme a las hipótesis iniciales del fabricante.

Para asegurar esta situación, es por lo que se requieren unas determinadas distancias aguas arriba y aguas abajo del equipo de medida, en las que no exista ningún tipo de perturbación, siendo tanto mayor las distancias cuando mayor es la importancia que la perturbación introduzca en el perfil de velocidades. Al objeto de reducir estas longitudes, se pueden instalar en la tubería elementos tranquilizadores de flujo, que guíen adecuadamente al mismo y, en el caso de equipos por ultrasonidos, recurrir, si no hay más remedio, a equipos denominados "multicuerda" que evalúan la velocidad del fluido en varios diámetros y secciones de la tubería, lo que contribuye a mejorar la precisión de forma muy importante (el coste del equipo también se ve afectado por ello).

No resulta muy coherente realizar una inversión de tiempo en la elección de un caudalímetro, realizar una inversión económica importante en su adquisición y posteriormente perder gran parte de sus prestaciones por no realizar una adecuada instalación del mismo.

## **6. CONTADORES VOLUMETRICOS DE CAUDAL.**

Los contadores volumétricos de caudal se basan en el giro de una rueda de paletas o turbina insertada en la tubería, provocado por el paso del agua a su través a una cierta velocidad. Las paletas están diseñadas para conseguir un ángulo de entrada favorable a caudal nominal, siendo la fuerza motriz de la hélice el intercambio de cantidad de movimiento del fluido al pasar por la turbina, lo que en definitiva significa una pérdida de carga. Teniendo en cuenta el diámetro de la turbina, cada giro de la paleta implica un determinado volumen de paso, que es registrado por un contador o bien transformado en un impulso y transmitido como señal de salida.

El objeto de este apartado es realizar una presentación de los diferentes tipos de contadores existentes en el mercado, indicando las cualidades principales de cada uno de ellos y los inconvenientes que asimismo presenta. En definitiva, se presentan los parámetros fundamentales relativos a los contadores utilizados en los sistemas de distribución de agua, para poder, con la menor probabilidad de error posible, escoger en cada caso el contador más adecuado.

### **6.1. Factores a tener en cuenta al escoger un contador.**

A continuación se recogen algunos de los factores y características que de alguna forma intervienen a la hora de seleccionar un contador, así como los parámetros más característicos del mismo. Son los siguientes:

- La curva característica del contador.
- Dimensiones físicas del contador.
- Aspectos legales.
- Cuestiones comerciales relativa al contador.

#### *La curva característica del contador.*

La curva característica de un contador (Figura 8.45) es aquella que nos refleja el error máximo que puede cometerse al realizar una medición para cada punto de caudal a medir. Respecto de las características del contador se tratan los tres elementos más característicos de cualquier aparato de medición: la precisión, la sensibilidad y el alcance de la medición.

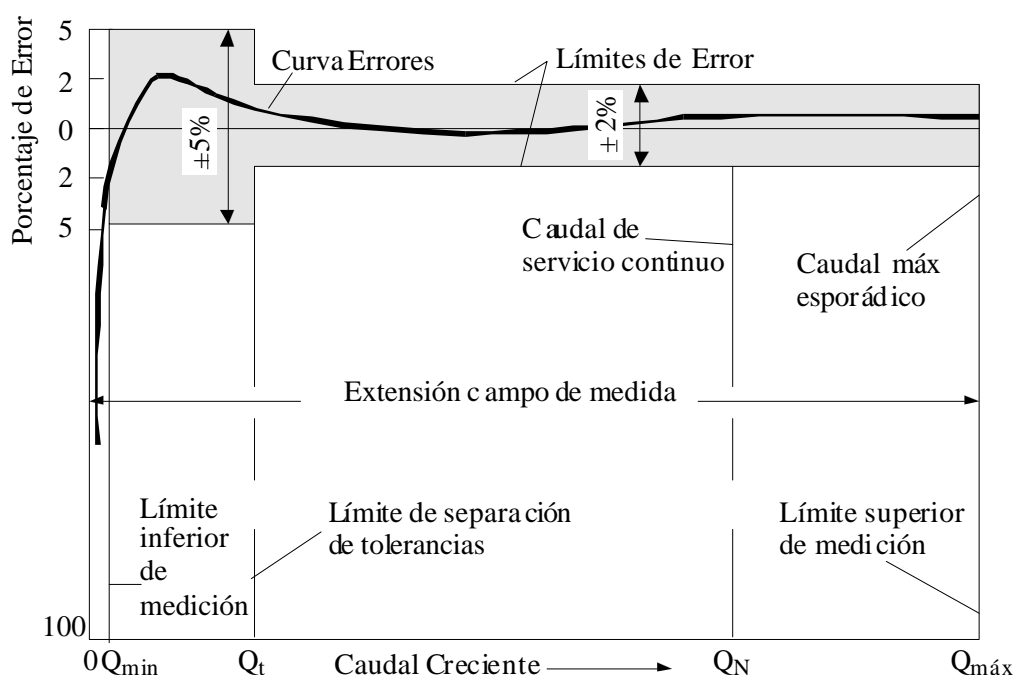


Figura 8.45. Curva característica de un contador.

El concepto de *precisión* queda definido por la desviación o tolerancia de error con la que mide un contador, a un determinado caudal de trabajo, y no debe ser confundido con el de *sensibilidad* a los pequeños caudales, que es la capacidad de un contador para hacer mediciones precisas cuando la velocidad lineal del agua es muy baja.

El nivel de precisión de un contador viene en principio determinado por los criterios que tenga el proyectista a la hora de realizar el diseño de la instalación. Así, el proyectista debe escoger la precisión que considere más rentable para su problema concreto, establecida de acuerdo a la normativa legal vigente y que ofrezca una relación "precisión/precio" mayor.

El segundo de los factores a tener en cuenta en la selección de un contador es la sensibilidad. Este parámetro debe analizarse cuidadosamente en las circunstancias en que el punto de funcionamiento de la instalación va a sufrir variaciones importantes de caudal. Por ello, es necesario consultar los valores  $Q_{\min}$  (límite inferior de medición, ver Figura 8.45) que ofrecen los distintos tipos de contadores; valor a partir del cual la medición tiene un error inferior al 5% de la lectura indicada. Este caudal mínimo  $Q_{\min}$  es muy variable, dependiendo del principio de funcionamiento del contador y puede comprobarse que, para un mismo calibre se ofrecen variaciones del  $Q_{\min}$  de hasta diez o más veces entre unos modelos y otros.

La elección adecuada de la sensibilidad del contador puede generar el contabilizar o dejar de contabilizar grandes volúmenes de agua, simplemente por el hecho de que el fluido circule durante muchas horas al día a velocidades, por ejemplo, inferiores a los 0'1 m/s.

En páginas posteriores de este capítulo se concretan con más detalle las posibilidades que ofrece cada uno de los tipos de contador pero, para aclarar mejor este concepto de la sensibilidad, cabe indicar que ésta se ve afectada por razones distintas en cada sistema de medición. En contadores volumétricos con órgano móvil sumergido (turbina, hélice Woltmann) la limitación viene originada por el rozamiento de cojinetes, ejes, etc., que deben ser vencidos por los pequeños momentos de giro de que se dispone, aunque se

encuentran contadores en el mercado que consiguen medir, con tolerancia estrecha, caudales con velocidad lineal tan baja como los 0,01 m/s.

En este punto se centra el estudio en describir y justificar la forma que adquiere una curva de errores típica de un contador (Figura 8.45). La tendencia de la curva de errores a tomar la forma de una U invertida, en la zona de sensibilidad, es más marcada cuanto menor es la fricción de sus órganos móviles de modo que, a menor rozamiento, más alta es la cumbre de la U y se sitúa en un punto de abscisa más bajo (caudal pequeño), esto es, más próximo al eje de ordenadas. Esta deformación debe atribuirse al paso del flujo en régimen laminar a turbulento que aparece al trabajar a pequeños caudales.

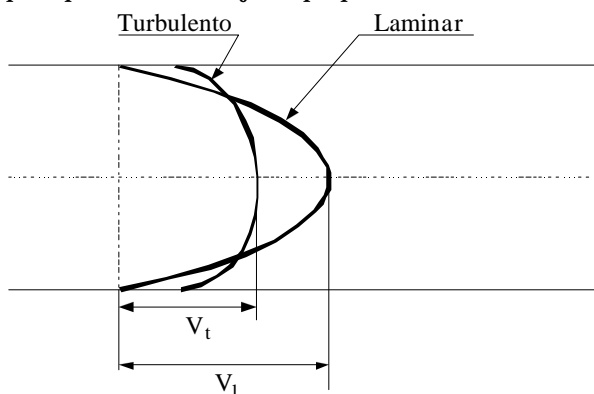


Figura 8.46. Transición de régimen laminar a turbulento.

El límite inferior del régimen turbulento, en tuberías lisas y rectas, corresponde a un número Reynolds cuyo valor oscila entre 2300 y 2400, y que se obtiene de

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (8.35)$$

donde  $Re$  es el número de Reynolds;  $V$  la velocidad media en la sección (m/s);  $D$  el diámetro de la tubería y  $\nu$  la viscosidad cinemática ( $m^2/s$ ). Por lo tanto, la tecnología de la medición está desarrollada teniendo en cuenta el salto brusco que se puede producir en el régimen de flujo, de laminar a turbulento (paso de velocidad  $V_l$  a velocidad  $V_t$ ) aprovechando el gradiente de velocidades, más uniforme, que se produce en el régimen turbulento (ver Figura 8.46) y que, en caudales crecientes, puede tener lugar entre los números de Reynolds 2.300 y 3.000.

Por otro lado, conviene acercarse lo antes posible a la tolerancia del  $\pm 2\%$ , que empieza en el caudal de transición  $Q_t$  (ver Figura 8.45), teniendo lugar un fenómeno en cierto modo contradictorio: si un contador funciona con demasiada suavidad, la U invertida sube demasiado y, al aumentar el caudal, desciende el  $+ 2\%$  en un punto  $Q_t$  cuyo caudal correspondiente es mayor que si el contador tuviera algo más de rozamiento; el resultado de esta segunda circunstancia sería un peor  $Q_{min}$ , una U de menor altura, pero un mejor (más preciso)  $Q_t$  (véase curva de puntos en la Figura 8.45).

Una vez conocidas las singularidades que presenta la curva de error de un contador, el usuario se encuentra ya en condiciones de analizar la influencia que la sensibilidad del contador tiene y hasta que punto se puede controlar la misma. Asimismo se conoce la influencia que tendrá escoger entre contadores de diferente sensibilidad.

El campo total de medición en un contador se encuentra entre el caudal mínimo  $Q_{\min}$  (límite inferior de medición) y el caudal máximo  $Q_{\max}$  (límite superior de medición). La importancia que se da al campo total de medición disponible al escoger un contador determinado no es absoluta. Su importancia, como la del resto de factores, debe contemplarse y valorarse en global junto al resto de factores que influyen en la decisión.

#### *Exigencias físicas del contador.*

El conocimiento de las dimensiones físicas disponibles para la instalación del contador puede resultar sumamente decisivo a la hora de escoger entre uno u otro modelo. Cada modelo de contador dispone de unas exigencias propias de funcionamiento relacionadas con los elementos que le rodean y las recomendaciones que el fabricante establece para un montaje correcto del mismo.

Puede ocurrir, por tanto, que este factor (la disponibilidad física de espacio) influya en la decisión por uno u otro modelo dadas las dificultades, a veces insoslayables, que pueden presentarse para una correcta instalación. Sin duda una de las exigencias físicas más frecuentes, que debe respetarse al máximo, es mantener longitudes rectas de tubería del mismo calibre que el contador, inmediatamente antes y después de éste, para conseguir un régimen turbulento con gradiente de velocidades uniforme y simétrico respecto del eje y planos de simetría de la tubería. De nada sirve una cuidadosa elección del contador si se instala sin estas longitudes rectas, por cuanto el perfil de velocidades no será aquel para el cual el fabricante está garantizando su funcionamiento.

Algunas de las consideraciones, respecto de longitudes rectas que es necesario mantener antes y después del contador, son las siguientes:

- a) Los contadores de chorro único de tamaño doméstico y los de chorro múltiple de hasta 125 mm, no se necesitan longitudes adicionales especiales antes y después del contador.
- b) Los contadores Woltmann de eje horizontal en calibres de 50 a 300 mm y los Woltmann de eje vertical en calibre de 50 a 200 mm, necesitan 5 diámetros aguas arriba del contador y 3 diámetros aguas abajo.
- c) Los contadores Woltmann de eje horizontal en calibres superiores a 400 mm necesitan 8 diámetros aguas arriba y 3 diámetros aguas abajo del contador.
- d) Todos los contadores de los apartados c) y d) necesitan además un carrete con aletas estabilizadoras de flujo, previo a los tramos rectos que van aguas arriba del contador, también de su mismo diámetro o calibre, cuando aguas arriba del punto de medición se presentan, cerca del contador llaves de paso semicerradas, bombas centrífugas o dobles curvas con ejes situados en distinto plano.

Otro de los aspectos físicos que puede influir en la decisión de instalar un contador u otro son las conexiones de entrada y salida del mismo. Dichas dimensiones deben tenerse en cuenta, ya que pueden existir ciertas variaciones de un contador a otro del mismo calibre. A modo de ejemplo se recoge el hecho de que la mayoría de fabricantes dispone de contadores de chorro único de calibre 13 mm y 15 mm. Si bien pudiera parecer se trata de contadores diferentes, en realidad se trata del mismo contador, si bien lo único que cambia es la rosca externa de conexión de los mismos. Por lo tanto, en cada caso deberá verificarse

el calibre del contador y los diámetros de las conexiones aguas arriba y aguas abajo del contador.

#### *Aspectos legales relativos al contador.*

La utilización de un contador volumétrico para la medición puntual en una instalación del caudal circulante no está en principio sometido a reglamentación legal alguna. La problemática legal se origina cuando se pretende utilizar los resultados de la medición del contador volumétrico como base para extender una factura o efectuar el cobro del suministro a un determinado abonado. En este punto los aspectos que imperan, tanto en lo relativo a las características del instrumento de medida, como a las características y control de calidad del mismo, caen dentro de lo que se denomina *Metrología Legal*.

La Metrología Legal en España regula los diseños y calidades mínimas de los equipos y los controles a efectuar mediante leyes u órdenes que son publicadas en el B.O.E. Con la entrada de España en las Comunidades Europeas se ha producido una adaptación a las Directivas Comunitarias, que son normativas de rango superior. La publicación de una nueva Directiva, origina al poco tiempo la publicación de la correspondiente Orden o Ley del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.

Con relación al agua, y más concretamente a los contadores de agua, existe una Directiva Comunitaria (Directivas CEE 75/33 1974) y una Orden Española (MOPU 1988) sobre el tema. Según estas normativas el control metrológico que debe realizarse a cada aparato de medida se efectúa en dos fases: la Aprobación del Modelo y la Verificación Primitiva, fases ambas que deben ser realizadas por el Centro Español de Metrología. Estos requisitos (Aprobación y Verificación) pueden (y debieran) ser exigidos por cualquier consumidor al que se le facture el agua suministrada mediante un instrumento de este tipo.

Para la Aprobación del Modelo es necesario presentar una documentación en forma de memoria descriptiva del equipo perfectamente referenciado (modelo, diámetro y caudal). Dependiendo de los diámetros se someten a uno o varios ejemplares a unas pruebas metrológicas consistentes en varias calibraciones, ensayos de fatiga (funcionamiento continuo y a ciclos) y nuevas calibraciones: además se debe superar una prueba de presión.

La precisión que deben poseer los equipos, expresada en porcentaje del caudal circulante es del 5% para caudales comprendidos entre el caudal mínimo ( $Q_{\min}$ ) y el caudal de transición ( $Q_t$ ) y del 2% para caudales comprendidos entre el caudal de transición y el caudal máximo ( $Q_{\max}$ ). De acuerdo con los valores obtenidos del  $Q_{\min}$  y de  $Q_t$ , los equipos se agrupan en tres clases metrológicas, tal como indica la Tabla 8.18. Dicha tabla contempla, tal como hace la normativa vigente el criterio diferente existente para contadores de caudal nominal  $Q_N$  inferiores y superiores a  $15 \text{ m}^3/\text{h}$ .

La Tabla 8.18 puede concretarse y desarrollarse para cada uno de los caudales nominales disponibles comercialmente, obteniéndose los resultados indicados en la Tabla 8.19, en la cual para cada caudal nominal se ofrecen los valores de  $Q_{\min}$  y  $Q_t$  para cada clase de precisión.

Una vez superada la Aprobación del modelo tan solo resta la Verificación Primitiva, (término de uso legal en la Europa de la CEE, que equivale a lo que en España se conocía antiguamente como Verificación Oficial). La Verificación Primitiva es una especie de proceso de calibración a que debe ser sometido cada equipo antes de ser puesto en venta.

Del análisis de los datos recogidos en la Tabla 8.18 y en la Tabla 8.19 se constata el hecho de que no reflejan el valor del caudal máximo  $Q_{\max}$  del contador. Este parámetro,

sumamente decisivo en la elección de un contador, resulta ser el doble que el caudal nominal  $Q_N$ , por lo que su conocimiento es inmediato a partir de éste.

Finalmente indicar que la clase de precisión de utilización más habitual para abonados de redes de distribución de agua es la CLASE B. Tan solo en circunstancias especiales, y en la mayoría de las ocasiones para sustituir a otro tipo de contadores, se emplean contadores de clase C. El uso de contadores de clase A está, hoy en día, en desuso.

*Tabla 8.18. Clases de precisión de contadores de agua fría.*

Clase de Precisión		Caudal nominal (QN) [m <sup>3</sup> /h]	
		< 15 m <sup>3</sup> /h	≥ 15 m <sup>3</sup> /h
A	Q <sub>min</sub>	0,04 QN	0,08 QN
	QT	0,20 QN	0,30 QN
B	Q <sub>min</sub>	0,02 QN	0,03 QN
	QT	0,08 QN	0,20 QN
C	Q <sub>min</sub>	0,01 QN	0,006 QN
	QT	0,015 QN	0,015 QN

*Tabla 8.19. Caudales mínimo y de transición de diferentes contadores (en m<sup>3</sup>/h).*

Q <sub>N</sub>	CLASE A		CLASE B		CLASE C	
	Q <sub>min</sub>	Q <sub>T</sub>	Q <sub>min</sub>	Q <sub>T</sub>	Q <sub>min</sub>	Q <sub>T</sub>
0,6	0,02	0,06	0,012	0,048	0,006	0,009
1	0,04	0,10	0,02	0,08	0,01	0,015
1,5	0,06	0,15	0,03	0,12	0,015	0,0225
2,5	0,10	0,25	0,05	0,2	0,025	0,0375
3,5	0,14	0,35	0,07	0,28	0,035	0,0525
6	0,24	0,60	0,12	0,48	0,06	0,09
10	0,40	1,0	0,2	0,8	0,1	0,15
15	1,20	4,5	0,45	3	0,09	0,225
20	1,60	6	0,6	4	0,12	0,3
30	2,40	9	0,9	6	0,18	0,45
50	4,0	15	1,5	10	0,3	0,75
60	4,8	18	1,8	12	0,36	0,9
100	8	30	3	20	0,6	1,5
150	12	45	4,5	30	0,9	2,25
250	20	75	7,5	50	1,5	3,75
400	32	120	12	80	2,4	6
600	48	180	18	120	3,6	9
1000	80	300	30	200	6	15



### *Cuestiones comerciales relativa al contador.*

Una vez examinadas las diferentes características técnicas que presentan los contadores, no puede pasarse de alto una breve reflexión sobre algunas consideraciones de tipo comercial, fundamentales a la hora de seleccionar éstos.

Así, a la hora de escoger un contador, la elección de aquel que tiene el mejor precio de entre los ofertados, será una tendencia lógica pero peligrosa si no se estudian cuidadosamente la totalidad de las prestaciones y, consecuentemente, la rentabilidad en el tiempo del conjunto de la inversión. En la valoración conjunta de la inversión a la hora de escoger el contador más adecuado debe tenerse en cuenta un aspecto fundamental, el servicio de post-venta y de recambio que tienen los equipos, principalmente los importados. Este comentario, si bien realizado en este apartado relativo a los contadores, puede considerarse general de todos los instrumentos de medición presentados a lo largo del capítulo.

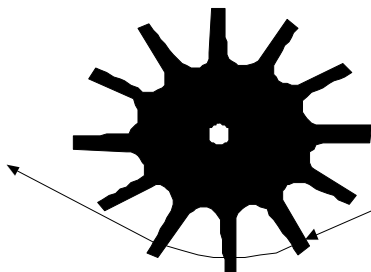
Así, una de las dificultades principales con las que se tropieza en la selección de la instrumentación idónea, está en la deficiente asistencia técnica que, en un porcentaje elevado de casos, proporcionan los representantes de equipos, especialmente de los importados. De esta forma el servicio post-venta pasa a ser un aspecto muy importante que no debe olvidarse a la hora de analizar cada una de las ofertas económicas recibidas.

### **6.2. Tipos de contadores de mayor presencia en el mercado.**

A continuación se presentan varios de los más conocidos sistemas de medición de caudal mediante contadores volumétricos, indicando para cada uno de ellos una breve descripción de las ventajas e inconvenientes que presentan, en lo que se refiere a los factores que van a decidir en la selección de uno u otro tipo.

#### *El contador de chorro único.*

El principio de funcionamiento del contador de chorro único (Figura 8.47) se basa en la incidencia del fluido a una cierta velocidad de forma tangencial sobre una rueda de paletas (turbina), en un determinado punto de la misma. El intercambio de cantidad de movimiento ( $m \cdot V$ ) que se establece en la turbina origina un giro en la misma que resulta ser proporcional al caudal que trasiega el contador. Este giro proporcional al caudal de la turbina es la señal de tipo mecánico que servirá para obtener el registro de medición.



*Figura 8.47. Esquema de un contador volumétrico de chorro único.*

La tipo de utilización que presenta este tipo de contadores es de carácter doméstico. Se trata del contador que se encuentra presente como registro para la facturación en la mayoría de los abonados de consumo pequeño de una red de distribución de agua potable. De hecho la mayor parte de los contadores comerciales existentes de chorro único son de

diámetros nominales pequeños (desde 7 hasta 20 mm aproximadamente, según fabricantes). En la Tabla 8.20 se recogen los datos principales de una serie de contadores de chorro único extraídos de un catálogo comercial.

La presión mínima recomendada es de 2 bar para alcanzar el caudal máximo  $Q_{\text{máx}}$  recomendado o bien 0'5 bar para el caudal nominal  $Q_N$  de trabajo normal en régimen permanente.

*Tabla 8.20. Características de contadores de chorro único.*

CALIBRE	7 mm	13 mm	15 mm	20 mm
Caudal máximo (l/h)	1200	3000	3000	5000
Caudal nominal (l/h)	600	1500	1500	2500
Caudal de transición (l/h)	48	120	120	200
Caudal mínimo (l/h)	12	30	30	50
Caudal de arranque (l/h)	4	8	8	12

Finalmente indicar algún dato relativo a la pérdida de carga que introduce la presencia de un contador de chorro único en la conducción. Dicha pérdida es de 1 bar para el caudal máximo  $Q_{\text{máx}}$ , mientras que supone una pérdida de 0'25 bar para el caudal nominal, lo cual resulta evidente de considerar una pérdida cuadrática con el caudal y del hecho de que el caudal máximo de funcionamiento del contador es el doble del caudal nominal de funcionamiento en régimen del mismo.

Haciendo un análisis de las características del contador de chorro único se encuentran entre sus principales características:

- Robustez de construcción.
- Valores bastante adecuados del parámetro  $Q_{\text{mín}}$ , es decir, se trata de contadores de buena sensibilidad.
- Coste económico bajo, dado su pequeño tamaño y la simplicidad de construcción que le hace disponer de un número bastante bajo de piezas.
- Dispone de un extenso campo de medición, aproximadamente en una relación entre 1:150 y 1:200 para la mayoría de los aparatos disponibles comercialmente.

Quizás el único inconveniente importante que presenta este tipo de contadores es el desgaste lateral del pivote de la turbina, originado por el empuje lateral descompensado al existir únicamente un único punto de incidencia del chorro sobre la turbina. Este efecto se suele solventar en la mayoría de los contadores disponiendo de pivotes más grandes a fin de evitar el desgaste excesivo del mismo.

#### *El contador de chorro múltiple.*

El principio de funcionamiento del contador de chorro múltiple (Figura 8.48) es idéntico al de chorro único, pero presenta la diferencia de que son varios los chorros que inciden en toda la periferia de la turbina. Esta incidencia múltiple se consigue en base a encerrar la turbina en una cámara perforada por varios orificios, de forma que el agua al acceder a la cámara por los orificios, incide desde diversos puntos sobre las diferentes paletas de la turbina simultáneamente. El giro en el eje de la turbina se establece de nuevo por intercambio de la cantidad de movimiento del agua incidente sobre las paletas,

traduciéndose en un giro mecánico del eje que resulta ser proporcional al caudal trasgado por el contador.

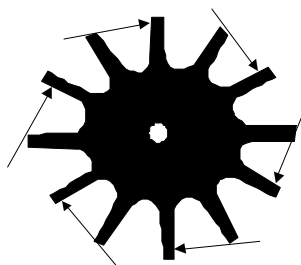


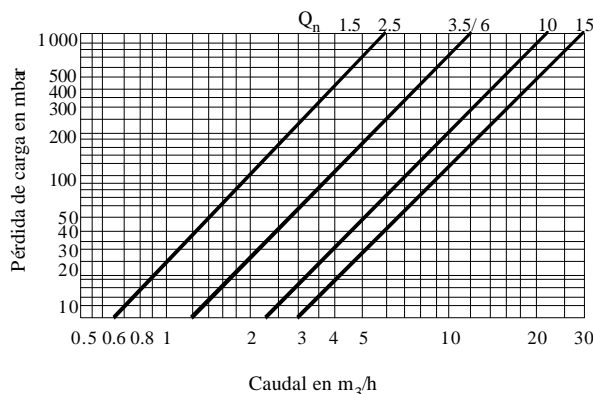
Figura 8.48. Esquema de un contador volumétrico de chorro múltiple.

Si bien este tipo de contadores tiene un destino de utilización también doméstico, al igual que ocurre con los contadores de chorro único descritos en el apartado anterior, permiten en general mayores caudales de circulación, por lo que se encuentran comercialmente disponibles contadores de este tipo de calibres superiores a los de chorro único. Suelen utilizarse los contadores de corro múltiple en consumos de tipo doméstico con diámetros hasta 40 mm; si bien una de sus utilidades principales es la de funcionar como contador general (alternativo a la batería de contadores divisionarios) en diámetros de 20 a 50 mm. En la Tabla 8.21 se recogen los datos principales de una serie de contadores de chorro múltiple extraídos de un catálogo comercial.

Tabla 8.21. Características de contadores de chorro múltiple.

CALIBRE	20 mm	25 mm	30 mm	40 mm	50 mm
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /h)	5	7	12	20	30
Caudal nominal (m <sup>3</sup> /h)	2'5	3'5	6	10	15
Caudal de transición (l/h)	200	280	480	800	1200
Caudal mínimo (l/h)	50	70	120	200	300
Caudal de arranque (l/h)	15	25	25	35	50

La pérdida de carga que presentan este tipo de contadores, al igual que les ocurría a los de chorro único, viene dada por el hecho de para el caudal máximo  $Q_{\text{máx}}$  generan una pérdida de carga de 1 bar, lo cual corresponde, para el caudal nominal  $Q_N$  ( $0'5 Q_{\text{máx}}$ ) una pérdida de 0'25 bares. A modo de ejemplo se recoge en la Figura 8.49 la curva de pérdida de carga de una gama de contadores de chorro múltiple. La curva para el caso de contadores de chorro único sería absolutamente similar.



*Figura 8.49. Curva de pérdidas de un contador de chorro múltiple.*

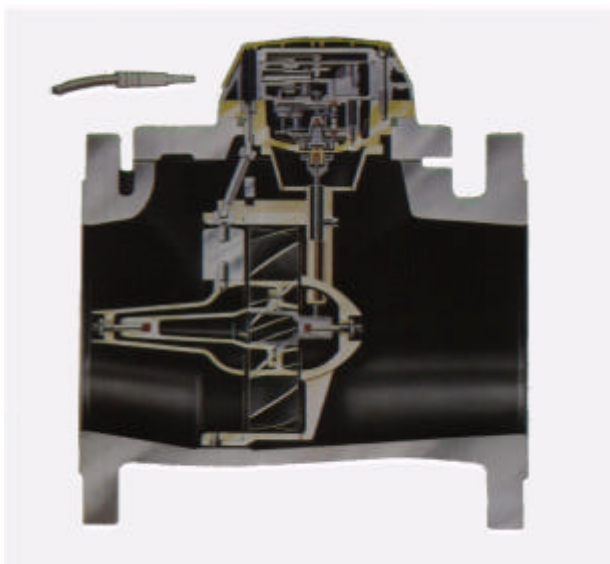
Un análisis general de sus características principales permite establecer las siguientes ventajas de los contadores de chorro múltiple:

- Dispone de las mismas características de robustez y buena sensibilidad de que disponían los contadores de chorro único.
- El disponer de varios puntos de incidencia del chorro en la turbina hace que ésta se encuentre más equilibrada, por lo que se alarga notablemente la vida de esta.
- Los contadores de chorro múltiple disponen de un extenso campo de medida, si bien en líneas generales es algo inferior al de los contadores de chorro único; aproximadamente un rango 1:150.

Por el contrario, el gran inconveniente que presentan los contadores de chorro múltiple es su comportamiento con aguas sucias o muy duras. La suciedad o el exceso de cal puede conducir a la obturación parcial o total, a largo plazo, de los orificios de la cámara que encierra a la turbina, con lo que la velocidad lineal del agua aumenta y el contador tiende a marcar por exceso.

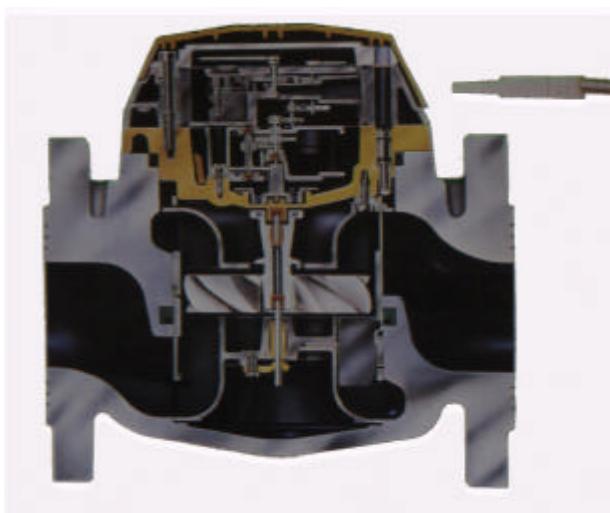
#### *El contador Woltmann.*

El principio de funcionamiento del contador Woltmann (Figura 8.50) es similar al de una hélice que se ve arrastrada por una corriente de fluido que incide sobre la misma. Los filetes de agua llegan estabilizados y en la medida de lo posible paralelos entre sí y al eje de la hélice. El fluido orientado de esta forma ataca los álabes de la hélice en toda su periferia, según un ángulo fijo establecido al realizar el diseño de la hélice. De esta forma se origina el giro de la hélice, proporcional al caudal en lo que a su desplazamiento se refiere. Es el giro de la hélice lo que se convierte en la señal de tipo mecánico que posteriormente se convertirá en el registro de volumen.



*Figura 8.50. Esquema de un contador Woltmann horizontal.*

Existen dos tipos fundamentales de contadores Woltmann, dependiendo de la posición de la hélice del contador. Así se pueden encontrar contadores Woltmann horizontales (Figura 8.50) y contadores Woltmann verticales (Figura 8.51).



*Figura 8.51. Esquema de un contador Woltmann vertical.*

El rango de utilización en general de este tipo de contadores es en aplicaciones con caudales en general mayores a los que se podrían alcanzar con los contadores de chorro. Se dispone en general de contadores de este tipo aproximadamente entre 50 y 200 mm de calibre, lo cual ofrece un orden de magnitud de los caudales que pueden llegar a trasegarse.

**Entre las ventajas que ofrecen este tipo de contadores cabe indicar:**

- Generan una pérdida de carga inferior a la de los contadores de chorro, si bien como puede desprenderse del análisis comparativo de la Figura 8.50 y de la Figura 8.51, puede verse que serán mayores las pérdidas en los contadores verticales que en los horizontales, por las dificultades adicionales que encuentra en flujo en estos últimos. Así, las pérdidas para un contador Woltmann horizontal son aproximadamente de 0'2 bar para el caudal máximo  $Q_{\text{máx}}$  (0'05 bar para  $Q_N$ ), mientras que para un contador vertical las pérdidas se encuentran entre 0'25 y 0'8 bar para  $Q_{\text{máx}}$  (0'06 a 0'2 bar para  $Q_N$ ), dependiendo del calibre y el modelo concreto.
- Se trata de contadores con una sensibilidad muy buena. Disponen de valores sumamente buenos del caudal  $Q_{\text{mín}}$ , si bien este hecho se manifiesta mucho más notoriamente en los contadores verticales que en los horizontales. Hay que tener en cuenta que la disposición en vertical del eje de la turbina, supone un menor rozamiento de la misma en su giro, por lo que se muestra más sensible que los contadores horizontales que tienen que vencer el rozamiento del engranaje encargado de transmitir el giro de la hélice a la parte superior del contador.
- Los contadores Woltmann disponen de un campo de medida más extenso que los contadores de chorro. Los contadores horizontales disponen de una extensión más variable del rango de medida que los verticales. Rango aproximado de extensión del campo de medida 1:200.
- El recambio de alguna pieza interior del contador defectuosa o deteriorada puede realizarse de forma fácil sin necesidad de desmontar el contador. Esto resulta especialmente útil para aquellos contadores ubicados en batería.

Entre las posibles desventajas que presentan los contadores Woltmann cabe indicar:

Los contadores Woltmann, al igual que le ocurre a la inmensa mayoría de los caudalímetros (no así a los contadores de chorro) presuponen, para la correcta medición, la existencia de un determinado perfil de velocidades en el interior de la tubería en el punto de medida. Esto supone, por tanto, que el flujo se encuentre plenamente desarrollado, al objeto de poder calcular velocidades y esfuerzos medios conforme a las hipótesis iniciales del fabricante.

Para asegurar esta situación, es por lo que se requieren unas determinadas distancias aguas arriba y aguas abajo del equipo de medida, en las que no exista ningún tipo de perturbación, siendo tanto mayor las distancias cuando mayor es la importancia que la perturbación introduzca en el perfil de velocidades. Al objeto de reducir estas longitudes, se pueden instalar en la tubería elementos tranquilizadores de flujo, que guíen adecuadamente al mismo.

Otra de las desventajas de utilización de este tipo de contador es la presencia de piezas sumergidas en el agua susceptibles de sufrir averías por golpes de sólidos en suspensión. Por este motivo este tipo de contadores habitualmente suele instalar aguas arriba de los mismo un filtro para prevenir el paso a su través de sólidos que pudieran deteriorarlo. Esta solución, no obstante, encarece por una parte los gastos de instalación y por otra los de explotación por el mantenimiento adicional que hay que realizar de los filtros.

En Tabla 8.22 y en la Tabla 8.23 se recogen los datos principales de dos series homólogas de contadores de una casa comercial del tipo Woltmann, respectivamente horizontal y vertical.

*Tabla 8.22. Características de contadores Woltmann horizontales.*

CALIBRE	50 mm	65 mm	80 mm	100 mm	150 mm
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /h)	80	120	200	250	600
Caudal nominal (m <sup>3</sup> /h)	40	60	120	180	400
Caudal de transición (m <sup>3</sup> /h)	1	1	3	3	5
Caudal mínimo (m <sup>3</sup> /h)	0'5	0'7	0'7	1'2	3
Caudal de arranque (m <sup>3</sup> /h)	0'2	0'25	0'25	0'3	1'7
Pérdida para Q <sub>N</sub> (bar)	0'09	0'1	0'3	0'31	0'15

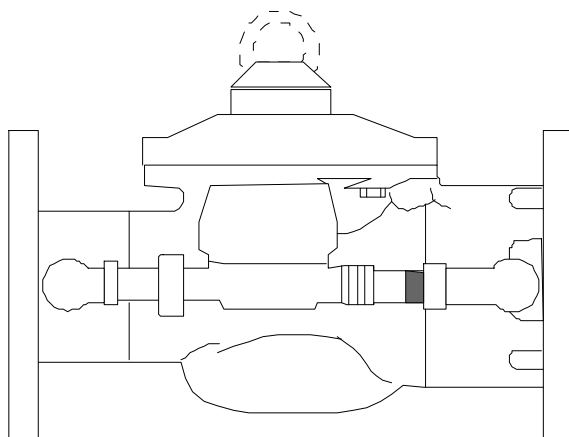
*Tabla 8.23. Características de contadores Woltmann verticales.*

CALIBRE	50 mm	65 mm	80 mm	100 mm	150 mm
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /h)	35	70	110	180	350
Caudal nominal (m <sup>3</sup> /h)	20	40	55	90	250
Caudal de transición (m <sup>3</sup> /h)	1'0	3'0	2'5	3'0	5'0
Caudal mínimo (m <sup>3</sup> /h)	0'15	0'2	0'2	0'3	0'8
Caudal de arranque (m <sup>3</sup> /h)	0'05	0'07	0'1	0'11	0'8
Pérdida para Q <sub>N</sub> (bar)	0'1	0'17	0'18	0'16	0'4

### *Contadores combinados.*

Una de las limitaciones mayores de los contadores es que aquellos que presentan una buena respuesta para caudales elevados disponen de caudales mínimos también elevados, por lo que no resultan aptos para medir pequeños consumos. Por el contrario los contadores de chorro más pequeños disponen de sensibilidad para determinar pequeños caudales, pero están limitados fuertemente en el caudal máximo que pueden soportar. Una solución a esta problemática, en el caso de que se disponga en la misma conducción de caudales importantes durante determinados períodos y de caudales muy bajos durante otros períodos del día es el disponer un contador combinado.

El contador combinado (Figura 8.52), como su nombre indica combina la acción de dos contadores, uno de caudal nominal mayor y otro de caudal nominal menor. Los caudales más pequeños pasan a través de un contador de pequeño calibre. Al aumentar el caudal, aumenta la presión sobre una válvula conmutadora que el contador combinado lleva en su interior, que finalmente termina por abrirse, dejando paso a la medición a través de un contador de gran calibre.



*Figura 8.52. Esquema de un contador combinado.*

De esta forma se solapan los campos de medición de los contadores de ambos calibres, dando lugar a un contador de campo de medición extensísimo, que en las versiones más desarrolladas llegan a alcanzar relaciones en el campo de medición de 1:2000.

Algunas de las utilidades más características de este tipo de contadores son como contador general de entrada de edificios como hospitales, cuarteles, clubs de recreo, etc., en los cuales puede existir un consumo diurno importante, pero en determinados períodos de tiempo pueden tener consumos tan bajos como una vivienda individual.

Los contadores combinados pueden ser combinados múltiples o combinados Woltmann, dependiendo de si el elemento principal (el de mayor caudal nominal) es un contador de chorro múltiple o un Woltmann. En la Tabla 8.24 se recogen las características principales de un contador combinado Woltmann. Nótese como, comparando, por ejemplo con las características de la Tabla 8.22 y de la Tabla 8.23, para un mismo calibre de contador se dispone de unos valores bastante similares de  $Q_{\text{máx}}$  y  $Q_N$ , pero por el contrario el contador combinado tiene un valor del caudal mínimo sensiblemente menor que el contador Woltmann.

*Tabla 8.24. Características de contadores combinados Woltmann.*

CALIBRE	50 mm	80 mm	100 mm
Caudal máximo (m <sup>3</sup> /h)	70	150	250
Caudal nominal (m <sup>3</sup> /h)	35	90	125
Caudal de transición (m <sup>3</sup> /h)	0'0375	0'0375	0'09
Caudal mínimo (m <sup>3</sup> /h)	0'02	0'02	0'025

Cuanto acaba de exponerse suponen las indudables ventajas que presentan los contadores combinados, si bien también disponen de algunos inconvenientes. Sin duda uno de los inconvenientes que presente este tipo de contador es el elevado costo que presenta, si bien en determinadas circunstancias puede resultar conveniente y rentable su instalación.

Por otra parte, en el caso de disponer de combinados Woltmann, se encuentran las mismas limitaciones en cuanto a longitudes rectas de tubería que es necesario disponer aguas arriba y aguas abajo del contador a fin de que el flujo de entrada al mismo sea lo más uniforme posible y no se encuentra perturbado por los accesorios que pudieran existir antes y después del mismo.

Las desventajas de la utilización del contador combinado, que se acaban de mencionar se están empezando a solventar, hoy en día, con la instalación de contadores de clase C, cuyo caudal mínimo es del mismo orden que el del combinado del mismo caudal nominal. Si bien el coste puede ser del mismo orden de magnitud o un poco superior se solventan los problemas anteriores, así como se evitan los engorrosos trabajos de mantenimiento que el contador combinado presenta.

### **6.3. El formato de la señal de salida de los contadores. Centralización de lecturas.**

Tradicionalmente los contadores volumétricos de agua han presentado como señal principal de salida una indicación o lectura sobre el reloj de un juego de engranajes que gira solidario con el movimiento del elemento primario del instrumento. En la actualidad existen, para el mismo contador diversas soluciones en cuanto al formato del reloj que visualiza los datos, dependiendo de la precisión con que se desee disponer de la lectura de volumen acumulado.

Debe dejarse constancia, también, de que, dado el auge que está tomando la telemetría en España, todos los sistemas descritos con anterioridad admiten la adición de elementos standard que permiten conseguir prácticamente cualquier control o medición remota, tanto de volúmenes como de caudales instantáneos, históricos de consumos o controles automáticos.

En general el principio de funcionamiento de los convertidores de señales eléctricas que se instalan en los contadores es similar. Se trata de aprovechar el giro del elemento primario e introducir, como parte del juego de engranajes un elemento capaz de generar pulsos eléctricos. En la actualidad se utilizan principalmente dos soluciones tecnológicas:

- Soluciones magnéticas. La generación de la señal de salida se realiza por la emisión de un tren de impulsos magnéticos que se convierten posteriormente en pulsos eléctricos. Este tipo de convertidores no requieren prácticamente ningún consumo eléctrico.



- Soluciones de tipo óptico. La generación de la señal se genera por un mecanismo integrado en el juego de engranajes que corta sucesivamente un haz óptico. La generación eléctrica de salida se realiza en la mayoría de las ocasiones por la presencia de un fototransistor que accionado por el haz óptico genera la señal de salida. Respecto de las soluciones de tipo magnético, las de tipo óptico requieren de un consumo energético algo superior, por lo que debe cuidarse su alimentación.

En definitiva, la solución adoptada al final del proceso, en la inmensa mayoría de las situaciones prácticas es disponer de una señal eléctrica en forma de pulsos, de forma que la frecuencia de la señal sea proporcional al caudal. A partir de esta señal pueden instalarse multitud de soluciones, desde lectores de pulsos hasta integradores que convierten la señal de frecuencia en una señal analógica normalizada (4-20mA, por ejemplo).

Finalmente indicar la tendencia cada día creciente de emplear este tipo de formato de salida, por cuanto supone, con un coste relativamente bajo, solución a uno de los grandes problemas que tienen los abastecimientos: la lectura de los contadores de consumo de los abonados. En este sentido no resulta extraño hoy en día encontrar como las lecturas se encuentran automatizadas y centralizadas en un aparato concentrador de mediciones, sito por ejemplo en la batería de contadores.

Tampoco es extraño encontrar como en viviendas en las que el contador se encuentra dentro de la propia vivienda, se dispone de una salida en forma de pulsos hacia el exterior para poder realizar la lectura del consumo del abonado sin requerir la presencia del mismo. Se trata de una solución provisional que facilita notablemente la medición.

En definitiva, la tendencia creciente hacia la automatización en las lecturas de los contadores es hoy en día cada vez mayor, y las soluciones empleadas son múltiples y diversas, adaptadas en muchas ocasiones para que el proceso de lectura que hasta ahora resultaba tan laborioso, resulte mucho más factible.

## 7. MEDIDA DE LA CALIDAD DEL AGUA.

Históricamente, se ha centrado en los centros de producción (pozos o plantas de tratamiento), el control de la calidad del agua enviada a la red de distribución para el suministro de la población, entre otros motivos, por la posibilidad de realizar con las debidas condiciones y periodicidad los muestreos de agua necesarios para la determinación de los distintos parámetros de control de calidad. Entre estos parámetros, se encuentran la turbidez, pH y, naturalmente, el nivel de cloro disuelto.

En lo que respecta a la calidad del agua una vez ya en la red de distribución, e independientemente de los requisitos reglamentarios establecidos, el control de calidad se ha encaminado principalmente al seguimiento de los niveles de cloro existente en el agua, como principal indicador de la existencia o no de posibles puntos de contaminación del agua. De hecho, en muchos casos, las medidas efectuadas se planteaban a efectos puramente de comprobación y validación del nivel obtenido, a través de la mera reacción de una muestra con orto-tolidina.

Los recientes desarrollos de la tecnología de análisis han permitido que existan disponibles en el mercado, a precios razonables, equipos de análisis en campo, con

posibilidades de uso incluso como control remoto en redes de distribución, especialmente para el caso de los analizadores de cloro.

### 7.1. Turbidez.

La turbidez recoge la idea de la falta de transparencia que se aprecia en una muestra de agua como consecuencia de la presencia de partículas sólidas no disueltas en el agua, suspendidas y finamente distribuidas. Aunque la naturaleza de estas partículas es variada, es característica la presencia de arenillas finas.

Dada la formulación del concepto, los métodos de medida giran en torno a la emisión de un haz de luz, y la repercusión que sobre él tiene el hecho de atravesar una muestra de agua. De esta forma, existe el método de la luz reflejada y el método de la luz absorbida.

En el método de la *luz reflejada*, un emisor emite la radiación luminosa, por lo común cercana a la banda de infrarrojos, cuyos reflejos generados en las partículas en suspensión son captados por un receptor adecuadamente dispuesto en un ángulo de 90° respecto a aquél. El equipo electrónico de tratamiento de la señal, compara la luz recibida por este receptor con la recibida por un segundo receptor situado en paralelo, y que recoge otro nivel de reflejos que actúa como referencia.

La calibración del sensor se realiza midiendo la turbidez de una determinada solución de formazina, y que mediante diluciones sucesivas permite establecer una relación lineal para otros niveles de turbidez. El ajuste del cero es aproximado ya que no existe opción de conseguir agua pura con turbidez cero; por ello se hace uso de la misma agua destilada con la que se reduce la solución inicial de formazina.

Existen equipos que presentan como opción la incorporación de un mecanismo a modo de "limpiaparabrisas", para la limpieza de posibles depósitos adheridos al cristal.

### 7.2. pH.

El hecho de que el agua distribuida en un abastecimiento presente un valor de pH u otro, y sea por tanto más o menos ácida o básica, es algo que afecta, principalmente, a los aspectos de salud pública (y de hecho, se encuentra debidamente reglamentado). También afecta a aspectos relativos al mantenimiento y conservación de la red, como consecuencia de posibles procesos de corrosión en los elementos del sistema. Estas circunstancias pueden obligar, por ejemplo, en el caso de aguas excesivamente ácidas, a la instalación dentro de la línea de tratamiento del agua de un punto de adición de lechada de cal.

Aunque existen diversos métodos para la determinación del pH, el que ofrece mayor exactitud así como versatilidad en el uso, es el de *electrodo de vidrio*. Este método consiste en un tubo de vidrio cuyo extremo inferior se encuentra cerrado por una membrana especial también de vidrio. En el interior del tubo, existe una solución tampón de cloruro, dentro de la cual hay un electrodo de plata recubierto en su extremo de cloruro de plata. Dicho electrodo actúa de referencia interna para la apreciación del nivel de pH, merced a la especial sensibilidad de la membrana de vidrio del extremo frente a los iones hidrógeno.

Como toda medida de potencial eléctrico, se requiere una referencia, la cual se consigue mediante un tubo de vidrio (electrodo de referencia) semejante al descrito salvo en lo relativo a la membrana sensible de vidrio, la cual se sustituye por una unión líquida que permite el paso de la solución de cloruro hacia el medio, con lo que se posibilita el cierre del circuito eléctrico de medida. Este electrodo presenta dos ventajas: por un lado es

independiente del pH del medio a analizar, y por otro, facilita un comportamiento del conjunto estable frente a la temperatura.

La influencia de la temperatura sobre el potencial creado (según una ley lineal), prácticamente no tiene efecto en el entorno de  $\text{pH}=7$ , en donde las rectas cortan al eje de abscisas (efecto cero). En los casos de medidas normalmente en este entorno, no suele utilizarse, por tanto, compensación de la temperatura. Sin embargo, sí es necesario hacerlo si lo que se desea es una medida de elevada precisión.

Existen equipos que incorporan junto al conjunto combinado de electrodo de vidrio-electrodo de referencia, un sensor de temperatura del tipo Pt 100, con este objeto.

La calibración de un pH-metro suele hacerse utilizando dos soluciones tampón, una a  $\text{pH}=7$ , para la determinación del cero, y otra a  $\text{pH}=4$  para la determinación de la pendiente de la recta  $\text{pH}$  - potencial del electrodo.

### 7.3. Analizadores de Cloro.

Como ya se ha indicado, es bien sabido y además está suficientemente reglamentada, la presencia de cloro en el agua de un abastecimiento como reflejo de la desinfección de la misma, con la inmediata repercusión que en la salud pública tiene.

Existen en la actualidad dos métodos para la determinación del cloro y del dióxido de cloro: el colorimétrico y el amperométrico.

El *método colorimétrico* es el principalmente utilizado en procesos de calibración, y de hecho, es el designado por la normativa europea (ISO 7393) como estándar para los controles de rutina en la determinación de cloro libre y total. El reactivo utilizado es la N,N-dietil-p-fenilendiamina, por lo que suele conocerse como método DPD. La determinación colorimétrica se basa en la oxidación del reactivo DPD por el cloro libre disponible en la muestra captada de la red, con un determinado pH tamponado. El resultado es un compuesto de color magenta que presenta una intensidad directamente proporcional a la concentración de cloro libre.

La determinación del cloro total, es decir, incluyendo las cloraminas (compuesto de cloro y amoníaco o amonio) puede realizarse sin más que añadir a la solución tamponada una cierta cantidad de ioduro potásico. La determinación de las cloraminas es indirecta, a través de la oxidación por ellas del ioduro a iodo y de la oxidación que éste realiza sobre el indicador DPD. Finalmente se obtiene así una solución con la DPD oxidada (directa o indirectamente por sustancias con cloro) presentando asimismo un color magenta, proporcional ahora al cloro total existente.

Previamente a la mezcla con reactivos, se mide la intensidad de color de la muestra, al objeto de poder compensar posteriormente cualquier turbidez o color propio que pudiera existir, proporcionando así un punto cero de referencia. Una vez realizada la mezcla y desarrollado el color magenta de ésta, la intensidad del color se mide a una determinada longitud de onda, y se compara con la referencia.

Al trabajar sobre un determinado volumen de muestra, con el que deben realizarse una serie de reacciones químicas, el proceso de medida presenta un mínimo tiempo de elaboración, que normalmente supone del orden de 2 ó 3 minutos.

Estos equipos son capaces de un funcionamiento desatendido bastante prolongado (del orden de un mes), requiriéndose al final de dicho plazo la renovación de las botellas de reactivo y solución tampón, una ligera limpieza de la óptica de medida (por lo general, con

la dosificación de una gota de ácido), y a una recalibración. Sin embargo, del orden de dos veces al año, precisa de operaciones de mantenimiento más importantes (limpieza más efectiva de la óptica, posible sustitución de los tubos de la bomba peristáltica del muestreo, etc.).

El *método amperimétrico* se basa en la microcorriente que se establece en el electrodo del sensor de medida. El electrodo está constituido por un cátodo de metal noble (oro o platino), y un ánodo (plata o cobre). Inmersa la celda de medida así formada en un fluido con ausencia de agentes oxidantes, y convenientemente polarizada, la corriente eléctrica que fluye en el electrodo es muy débil. La presencia de agentes oxidantes despolariza el electrodo, permitiendo entonces la circulación de una corriente, cuya intensidad es prácticamente proporcional a la concentración del agente oxidante reducido en el cátodo.

De acuerdo con la explicación del fenómeno en que se fundamenta la medida, la desventaja de este tipo de analizador es que evalúa el efecto conjunto de los diversos elementos oxidantes que puedan existir en el agua, y no sólo del cloro. Las características físico-químicas del agua a analizar, aconsejarán en tal caso la utilización de un método u otro, o bien el ajuste del cero a la composición tipo al efecto de anular la influencia de dichos otros oxidantes.

El mantenimiento de estos equipos se reduce prácticamente a la limpieza del electrodo y recalibración del equipo, ya que el consumo de reactivos es nulo. Según se configure el electrodo de una forma constructiva u otra, el procedimiento de limpieza del mismo se establecerá con mayor o menor frecuencia y complejidad. Así por ejemplo, en ciertas disposiciones constructivas se precisa, además de la limpieza propiamente dicha, la reposición de una arenilla especial (p.ej. de corindón) cuya circulación en continuo asegura el funcionamiento estable del electrodo.

## 8. REGISTRO Y ALMACENAMIENTO DE MEDICIONES. DATA-LOGGERS.

Son sumamente conocidos los equipos registradores cuyo funcionamiento se basa en el registro gráfico sobre papel de la evolución de una determinada variable analógica. Inicialmente estos registradores se fundamentaban en una extraordinaria maquinaria de precisión que aseguraba el constante avance del papel, bien en sentido circular para los gráficos diarios o incluso semanales; bien en sentido longitudinal para los gráficos en general, sin limitación temporal. Sobre el papel, un estilete provisto de una plumilla dejaba impreso el recorrido que experimentaba como consecuencia del efecto de un transductor determinado, por ejemplo, un manómetro Bourdon en espiral.

Si bien la evolución técnica ha modificado las soluciones constructivas de los registradores, el principio básico se ha mantenido, es decir, reflejar sobre papel la evolución de la medida. Sin embargo, la evolución no sólo técnica sino de las necesidades y exigencias de los usuarios, ha llevado a la aparición de equipos que registren la evolución de una variable de forma que luego fácilmente pueda ser elaborada y explotada. Estas exigencias de poder gestionar los datos "históricos" fueron alentadas por la aparición masiva de los microprocesadores, y por ellos mismo, fueron satisfechas.

Aquel equipo que incorpora un microprocesador con una cierta capacidad de memoria para el almacenamiento de una variable (bien sea analógica, es decir, una medida en general como el caudal o la presión; bien sea digital, como el caso de eventos, o más en general, los

impulsos de un contador) es conocido bajo el nombre genérico de "data-logger", de acuerdo con la función propia encomendada de almacenamiento de datos.

Estos equipos han evolucionado desde sus orígenes, en que registraban un sólo concepto digital, y más propiamente los impulsos generados por un relé del tipo Reed asociado a un contador con cabezal emisor de impulsos, hasta la actualidad, en que fácilmente se encuentran en el mercado equipos que permiten el registro de dos variables de diferente naturaleza, como pueden ser los impulsos de un contador y una presión. Desde un principio, los equipos incorporaron, lógicamente, la funcionalidad de calendario, al objeto de poder situar las mediciones en el tiempo.

La misma evolución se ha presentado a la hora del tratamiento de las variables analógicas, al incorporar dentro del diseño del microprocesador un convertidor Analógico/Digital, que al principio era exterior al equipo, por lo que resultaba dificultoso su manejo y acomodo a la hora de realizar el trabajo en campo.

La gestión del proceso de almacenamiento de los datos queda programada en el microprocesador haciendo uso de un programa de ordenador cada vez más amigable en su aspecto de menús, gestión de entrada y salida de datos, opciones, etc. La conexión entre el ordenador y el equipo "data-logger" se realiza a través de un interfase serie estándar.

Una funcionalidad que al principio no incorporaban estos equipos es la de comprobación en campo del correcto funcionamiento del mismo. Actualmente existen equipos que permiten, a través de una conexión específica e independiente de la de adquisición de datos (y que en algunos fabricantes, es la misma de conexión con el ordenador) y mediante un diodo luminiscente, visualizar, entre otras situaciones, el funcionamiento del equipo, el proceso de los impulsos de entrada, o el nivel de batería. Quien, tras todo un fin de semana, por ejemplo, ha descubierto el lunes que por un defecto en la conexión del sensor, el equipo ha estado consumiendo batería inútilmente, sabe apreciar esta funcionalidad.

Un aspecto final a tener en cuenta en el uso de estos aparatos es el relativo al consumo de la batería de que van equipados, como consecuencia de la alimentación eléctrica a los sensores de campo bajo la forma de señal 4-20 mAcc a dos hilos.

## **9. ASPECTOS A CONSIDERAR RESPECTO DE LA INSTRUMENTACIÓN EN UN SISTEMA DE TELEMEDIDA Y TELECONTROL.**

A modo de conclusión, se señalan diversos aspectos a considerar en la instrumentación, principalmente encaminados a su utilización en un Sistema de Telemando y Telegestión de un Abastecimiento.

En primer lugar, y sobre todo, hay que recordar el dicho popular de que "lo barato sale caro"; y especialmente caro, podría decirse, para el caso de la instrumentación.

Es evidente que para poder actuar sobre algún proceso hay que conocer éste. Un conocimiento defectuoso del proceso (o lo que es lo mismo, una instrumentación no adecuada), puede originar, bien unas decisiones erróneas, o bien la adopción, incluso, de ninguna decisión. Sinceramente, y a priori, no se puede decir con exactitud cual será el resultado más calamitoso para el proceso.

La solución del problema no es, generalmente elegir los equipos más caros, ya que "algo tendrá el agua cuando la bendicen". La decisión debe establecerse de acuerdo con unos criterios técnicos y de explotación, fundamentalmente, y que entre otras cuestiones, contemplen los siguientes aspectos:

- En primer lugar, es obvio, ¿qué se quiere medir?, seguido, inmediatamente a continuación, por algo no tan obvio ¿para qué?

*El correcto análisis del proceso nos permitirá determinar cuáles son las variables (magnitudes, estados u órdenes) características y significativas del mismo. Y éstas serán las que realmente se necesiten implementar, sola y sencillamente, para poder conocer el proceso. Lo cual, ya es bastante.*

- Determinado qué y para qué, le llega el turno a la criticidad de la medida. Si lo es, hay que resolver el posible fallo del instrumento de una u otra forma. Por ejemplo, con redundancia en la medida, la cual puede ser estrictamente local (un nivel que gobierna un bombeo crítico), o distribuida (un caudalímetro que mide un caudal que se distribuye hacia varios puntos, y todos controlados a su vez).
- Las condiciones de la variable podrán inclinar hacia un determinado principio de medida, o solución constructiva. Cada forma presenta una precisión de medida diferente, y según los propósitos de la medida, habrá mayor o menor margen de error para la medida. No es lo mismo, la precisión necesaria en el caudal inyectado a un abastecimiento, que en el caudal que se distribuye por las tuberías que conforman las mallas arteriales del mismo.
- Conviene contactar con fabricantes y otros usuarios sobre experiencias similares, al objeto de facilitar la decisión. Conviene recordar que el hecho de que un fabricante disponga de unos equipos excelentes para un determinado campo, no es extrapolable a otros campos. Y también conviene recordar lo contrario, que con más frecuencia se olvida.
- Hay que pensar en grande. Tampoco es necesario poner plazos exactos, pero no está de más pensar en algunas fechas cercanas. El hecho de que aún no se tenga claro qué tipo de Sistema de Telegestión se vaya a implantar en un Abastecimiento, no quiere decir que la instrumentación no esté ya preparada para ello. Por ejemplo, que los equipos dispongan de salidas normalizadas 4-20 mA<sub>cc</sub>, también es convenientemente, sobre todo en equipos de análisis de calidad, la posibilidad de ajustes y calibración on-line a través de un puerto serie o de los mismos dos hilos de la señal de corriente. ¿Y por qué no, incluso, diseñar la instalación eléctrica con mecanismos que dispongan de cámaras de contactos auxiliares para conocer su estado?
- Y por último, una vez que se ha invertido abundante y generosamente en la instalación, todo funciona mientras se asiste a la inauguración, ¿cerrar y marcharse a casa porque no hay establecido un plan de mantenimiento de los equipos? Hay que reconocer que es fácil encontrar instalaciones que a poco de empezar a funcionar, dejaron de hacerlo correctamente (e incluso de hacerlo) debido a que los equipos no eran adecuadamente mantenidos, y por tanto, el proceso, sencillamente, estaba fuera de control. Siendo sinceros, el único equipo que no precisa de ningún mantenimiento es el que se encuentra dentro de una caja porque nunca se va a utilizar. Y desde luego, los equipos no se mantienen solos. Se necesita que quien diseñó la instalación pensara en que a alguien le correspondía el trabajo de explotarla y mantenerla; se necesita que los equipos

estén debidamente documentados para la instalación y para su mantenimiento (incluso si es necesario, que asesore y tutele estas primeras operaciones el mismo fabricante, lo cual también es bueno porque así se le conoce por parte del explotador).

## 10. BIBLIOGRAFÍA.

- Anderson, N.A. (1980), Instrumentation for Process Measurement and Control. Chilton Company. Radnor, Pennsylvania.
- Centro Español de Metrología (1989), Legislación básica de Metrología. Ed. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. Madrid.
- Creus Solé, A. (1989), Instrumentación Industrial. Ed. Marcombo Boixereu Editores. Barcelona.
- Creus Solé, A. (1990), Instrumentos Industriales. Su ajuste y calibración. Ed. Marcombo Boixereu Editores. Barcelona.
- Directiva CEE 75/33 de 17 de Diciembre de 1974, "Council Directive on the approximation of the laws of the Member States relating to cold water meters"
- Iglesias, P.L. (1995), "Medición de variables fluidas". Curso de Instalaciones de Fluidos en los Edificios. Módulo 0. Conferencia 9. Ed. Universidad Politécnica de Valencia.
- Iglesias, P.L., Cerrillo, J.L., López, G. (1996). "Medición e instrumentación". Capítulo 8 del libro Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. Ed. Cabrera, E. y otros. U.D.M. Fluidos. Valencia.
- Larreategui, A. (1994), "Estado del arte en la medición de magnitudes hidráulicas (I): Medición de caudales en conducciones cerradas, en diámetros pequeños y medianos". Ingeniería del Agua. Vol 1. Nº 2. pp. 33-68. Valencia.
- Madrid, S. (1990), "Medición de variables hidráulicas en sistemas de distribución de agua". Sistemas Hidráulicos a Presión. Aspectos prácticos de su diseño y explotación. pp. 283-308. Ed. Consellería D'Agricultura i Pesca. Generalitat Valenciana. Valencia.
- Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1988), "5084. Orden de 28 de Diciembre de 1988 por la que se regulan los contadores de agua fría".
- Ministerio de Industria, Comercio y Turismo (1991), Normas básicas para instalaciones interiores de suministro de agua. Ed. Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. Madrid.
- Pastor, R. (1990), "Elección del tipo de contador más adecuado. Factores que influyen en la toma de decisiones". Sistemas Hidráulicos a Presión. Aspectos prácticos de su diseño y explotación. pp. 267-282. Ed. Consellería D'Agricultura i Pesca. Generalitat Valenciana. Valencia.
- Spitzer, D.W. (1991), Flow measurement. ISA, North Carolina, USA.
- U.D. Mecánica de Fluidos (1991), Diagnóstico del parque de contadores de Massamagrell y determinación de la tarifa de agua potable correspondiente. Ed. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.

# CAPÍTULO 9

## ANÁLISIS DE REDES EN RÉGIMEN PERMANENTE

Joaquín Izquierdo Sebastián  
Pedro L. Iglesias Rey  
P. Amparo López Jiménez  
Rafael Pérez García

### 1. INTRODUCCIÓN

Este capítulo trata del análisis de redes de tuberías en régimen permanente. En un problema de análisis todas las características físicas de la red son conocidas, y el proceso de solución trata de determinar el caudal en cada tubería y la presión en cada nodo de la red. Por tanto, en este capítulo se suponen conocidos los diámetros, longitudes y rugosidades de todos los tubos, las demandas en los nudos y la ubicación, características y modos de operación de depósitos, bombas, válvulas reductoras de presión y cualquier otro elemento de la instalación. Los problemas de diseño, por otro lado, tratan de seleccionar de manera óptima los diámetros de las tuberías, las capacidades de las bombas, las cotas de los depósitos, etc. Así, un problema de diseño se diferencia de uno de análisis en la elección de las variables que se consideran incógnitas. Podría decirse que los problemas de diseño son más difíciles que los de análisis y requieren de técnicas de solución más sofisticadas y potentes. Entender las técnicas de análisis es realmente un prerrequisito para entender el diseño. El diseño de redes de tuberías es el objeto del Capítulo 11.

Otro aspecto a tener en cuenta para acabar de centrar el tema de este capítulo hace referencia a la palabra *permanente*, es decir, invariable con el tiempo. Pero una red de distribución de agua es un sistema dinámico cuyos parámetros cambian constantemente: consumos, niveles de los depósitos, estaciones de bombeo que arrancan y paran, etc. Así, ¿qué sentido tiene analizar situaciones de régimen permanente? En el caso de que la variación de los parámetros hidráulicos (presión, caudal, niveles,...) sea pequeña o se produzca muy lentamente, el análisis en régimen permanente resulta adecuado y equivale a la obtención de una "instantánea" del sistema. Cuando los cambios son rápidos, será necesario emplear modelos de régimen variable o transitorio. A estos regímenes se refiere el Capítulo 10.

El análisis de redes de tuberías es uno de los problemas más complejos matemáticamente que tiene que resolver un ingeniero, especialmente si la red es grande, como ocurre en los sistemas de distribución, incluso de ciudades pequeñas, ya que el problema consiste en la solución simultánea de un conjunto grande de ecuaciones de las



que un subconjunto significativo está constituido por ecuaciones no lineales. Antes de que los ordenadores empezasen a utilizarse en la ingeniería, simplemente tales problemas no podían resolverse y, consecuentemente, muchas redes de distribución crecieron con el tiempo basadas fundamentalmente en el criterio de los ingenieros, sin análisis detallados de la red. El ordenador permite resolver tales sistemas y, además, en respuesta a diferentes combinaciones de demandas. No obstante, aunque el ordenador se ha mostrado imprescindible, es importante que el ingeniero entienda lo que el proceso de solución implica. Para ello, empezaremos por los elementos y principios básicos que permitirán obtener las ecuaciones que interrelacionan caudales en las tuberías y presiones en los nudos. Después dedicaremos una parte significativa del capítulo a describir los mecanismos de solución más actuales, utilizados por los paquetes computacionales existentes en el mercado.

## 2. DEFINICION DE UN SISTEMA APROPIADO DE TUBERIAS

El primer paso para estudiar un sistema de tuberías es decidir qué características son importantes para llevar a cabo un estudio viable. Para grandes sistemas de tuberías será necesario llevar a cabo un proceso de *esqueletización*. No todas las tuberías tienen que ser incluidas en el análisis, es decir, deben considerarse reglas del tipo siguiente:

- 1) No todas las acometidas se consideran como nudos separados, sino que las demandas de un bloque o una calle, etc., se acumulan de manera global a un único nudo.
- 2) Solo se considerarán las tuberías que transportan agua desde los puntos de suministro hasta las zonas de demanda.
- 3) Solo se tendrán en cuenta aquellas tuberías que, con sus dispositivos instalados, sean esenciales para la operación adecuada del sistema.

Típicamente, un estudio empezará por un modelo del tipo 3), llevando posteriormente a cabo análisis más completos pasando por las reglas 2) y 1) conforme se contrasta la adecuación de los análisis llevados a cabo y/o se ajustan las componentes. Posteriormente, pueden realizarse análisis independientes detallados de zonas concretas hasta el nivel deseado. Así, el análisis puede tratar desde todo un sistema general de distribución mediante una esqueletización apropiada, hasta una parte muy concreta constituida por la instalación interior de un edificio, un campo de golf, etc. No existen reglas claras para decidir qué tuberías deben ser excluidas. Es el buen juicio del ingeniero analista quien lo decide, por lo que este aspecto puede considerarse, en cierta forma, un arte. Pero el entendimiento del sistema que los análisis a diferentes niveles de esqueletización proporciona el ordenador permiten al ingeniero decidir qué considerar en el siguiente nivel de análisis.

Otra parte vital en la definición de una red es la especificación de las demandas. Incluso en sistemas existentes y en funcionamiento los datos sobre demandas son incompletos y varían con las horas del día, con los días de la semana, con la estacionalidad, etc. Así, los análisis se deberán llevar a cabo para rangos de demandas. En el Capítulo 10 se ve cómo los métodos descritos en éste son utilizados para estudiar el comportamiento de la red cuando las demandas varían. En este capítulo consideraremos los consumos en los nudos de la red como un dato fijo perfectamente conocido.

Después que el analista ha obtenido una o varias soluciones aparentemente razonables, el siguiente paso debe consistir en verificar mediante toma de medidas en el sistema real

que existe correlación razonable entre la solución matemática y la real. Este proceso de verificación de la red es crucial. Si existen discrepancias significativas, habría que investigar las causas. Quizá en el sistema real existen válvulas cerradas o parcialmente cerradas, es decir, en posición incorrecta. Puede ser que existan fugas de importancia. Quizá la esqueletización ha sido inapropiada y se han excluido tuberías que transportan caudales importantes. Puede ser que magnitudes como la rugosidad estén afectadas de errores significativos debido, por ejemplo, al envejecimiento de la red. Estas y otras posibilidades deben ser evaluadas y el modelo corregido y calibrado hasta obtener un modelo aceptable.

### 3. DEFINICIONES BÁSICAS

Un *elemento* de la red puede ser una válvula, un tramo de conducción (constituido por tubos rectilíneos montados en serie), una bomba, etc., cuyo comportamiento hidráulico está perfectamente definido.

Una *línea* de la red es un conjunto de elementos de la misma conectados entre dos de sus puntos, sin derivaciones, a través de la cual circula un caudal uniforme, y cuyo comportamiento puede ser descrito mediante una *ecuación característica*, esto es, una relación entre el caudal circulante y la diferencia de alturas piezométricas entre los extremos de la línea. En el siguiente apartado estudiaremos la modelación matemática de cada tipo de elemento, lo que permitirá en definitiva modelar matemáticamente las líneas del modelo.

Haciendo abstracción de los elementos que la componen, una red de distribución, con cualquier nivel de complejidad, puede ser representada esquemáticamente, a los efectos de análisis hidráulico, por un conjunto de nudos y líneas (Figura 9.1).

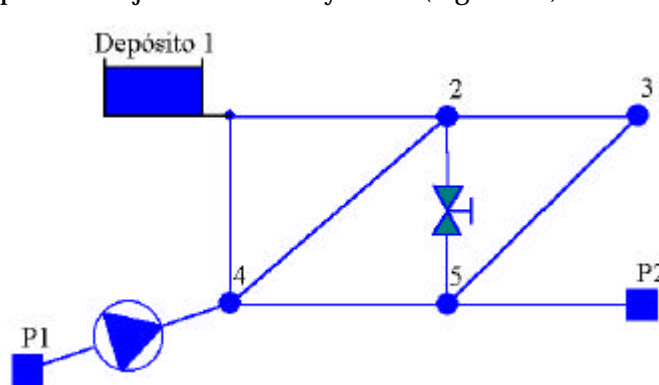


Figura 9.1 Representación esquemática de una red de distribución de agua

Desde esta perspectiva se dan las siguientes definiciones más precisas.

*Línea:* segmento de la red que transporta un caudal constante y no tiene ramificaciones. Un caso particular que no responde exactamente a esta definición, pero que habitualmente se considera como tal en la bibliografía es el de la línea con consumos distribuidos a lo largo de su longitud.

*Tubería:* parte de una línea que posee unas características físicas constantes (fundamentalmente en lo que se refiere al diámetro interno). Las líneas tienen un significado más general, ya que representan no solamente tuberías o agrupaciones de las mismas, sino también cualquier elemento que implique transferencia de caudal, bien sea con aporte de energía (como en el caso de las bombas) o con disipación de la misma (por ejemplo, una válvula).

*Nudo*: punto donde confluyen dos o más líneas, o bien, el extremo final de una línea.

*Nudo fuente*: nudo que recibe un aporte externo de caudal.

*Nudo de consumo*: nudo que aporta caudal hacia el sistema.

*Nudo de conexión*: nudo que ni recibe ni aporta caudal.

*Grado de conectividad (G)*: propiedad del nudo que es igual al número de líneas conectadas directamente al nudo menos uno.

Según el tratamiento matemático que se le da a un nudo en el modelo, se suele hablar también de *nudos de caudal* como aquellos nudos en los cuales el caudal aportado o consumido es un dato conocido, mientras que se denominan *nudos de presión* a aquellos en los cuales la altura piezométrica es un dato conocido.

*Senda, serie o trayecto*: sucesión de líneas conectadas entre sí, sin formar ramificaciones.

*Malla*: trayecto cerrado que tiene su origen y final en el mismo nudo. Una malla se denomina *independiente, básica o no redundante* cuando no se superpone con ninguna otra malla. Por el contrario, una malla será *redundante o no básica* cuando se superponga a dos o más mallas básicas.

Atendiendo a sus características topológicas, las redes de distribución se clasifican en *ramificadas y malladas*. Desde un punto de vista intuitivo, una red ramificada se caracteriza por una forma arborescente, cuyas líneas se subdividen formando ramificaciones. Las propiedades topológicas de una red ramificada consisten básicamente en que no poseen mallas y que dos nudos cualesquiera sólo pueden ser conectados mediante un único trayecto.

Las redes malladas, como su nombre indica, se caracterizan por la existencia de mallas; en una red mallada pura puede definirse un conjunto de mallas básicas que incluyan a cada línea de la red y, en consecuencia, cualquier par de nudos de la red mallada puede ser unido por al menos dos trayectos diferentes.

La configuración de red mallada pura no es muy habitual, siendo la morfología más común la que se denomina red mixta, que combina subsistemas de topologías malladas puras y ramificadas.

Cada línea posee unas leyes de comportamiento propias (ecuación característica) que relacionan el caudal que circula por ella con la diferencia entre las alturas piezométricas de sus extremos. En el caso de elementos pasivos, esta diferencia constituirá la pérdida de carga a través del mismo y, si se trata de un elemento motriz, además, la altura manométrica aportada al fluido entre la aspiración y la impulsión.

Independientemente del modo en que la red esté interconectada y de las características propias de cada elemento, la distribución de caudales en una red hidráulica obedece a unas leyes físicas fundamentales (ecuaciones de equilibrio) que determinan los caudales circulantes para un estado de consumos y para unas condiciones definidas en los puntos de alimentación.

#### 4. ECUACIONES

Los dos principios básicos en que se basa el análisis de redes son 1) el de conservación de masa o continuidad y 2) el de conservación de energía, incluyendo la relación entre las pérdidas de carga y el caudal en una tubería. Además, se consideran las ecuaciones que describen el comportamiento de los elementos de la red, denominadas ecuaciones características o constitutivas. Las ecuaciones que se obtienen a partir del principio de

conservación de masa se denominan ecuaciones de continuidad de los nudos y las que se obtienen al aplicar conservación de energía, ecuaciones de las mallas.

#### 4.1. Relaciones numéricas básicas entre los elementos de la red

El número de estas ecuaciones que constituya un sistema no redundante depende fuertemente de las relaciones fundamentales entre los números de nudos, líneas y mallas independientes de la red, ya sea ramificada o mallada. Para ver estas relaciones supongamos que  $N$  es el número de nudos,  $L$  el número de líneas y  $M$  el número de mallas independientes de la red.

Para definir con precisión el número de ecuaciones de malla independientes que pueden ser planteadas en el contexto de una red recurrimos a definiciones de la teoría de grafos.

Dentro de una red mallada es siempre posible encontrar un subconjunto de líneas que unen entre sí a todos los nudos de la red, de forma que constituyan una red ramificada. Dicha red ramificada, que en la teoría de grafos se conoce con el nombre de *árbol* de la red, poseerá tantas líneas como nudos menos uno, esto es  $N-1$ .

El subconjunto de líneas que resta para completar la red mallada original se conoce con el nombre de *coárbol* y estará constituido por el resto de líneas, en total  $L-(N-1) = L-N+1$ . En el árbol de la red no existe ninguna malla, de modo que la adición de una nueva línea del coárbol implica la aparición de una nueva malla que, además, será una malla básica puesto que aparece ligada a una línea adicional y en consecuencia, no se superpone a ninguna malla anterior.

Cuando se hayan incluido todas las líneas del coárbol en el árbol para "reconstruir" la red mallada original, se obtendrán tantas mallas básicas (y por tanto independientes) como líneas posee el coárbol, esto es  $L-N+1 = M$ . De donde se deduce la importante relación:

$$M = L - N + 1$$

válida para cualquier tipo de red, sea cual sea su disposición. Así el número de ecuaciones independientes de malla es  $M = L-N+1$ .

En el caso de una red ramificada o una conducción en serie, puesto que el número de líneas es igual al número de nudos menos uno,  $L = N-1$ , el número de mallas es nulo,  $M = (N-1)-N+1 = 0$ .

#### 4.2. Ecuaciones generales de equilibrio

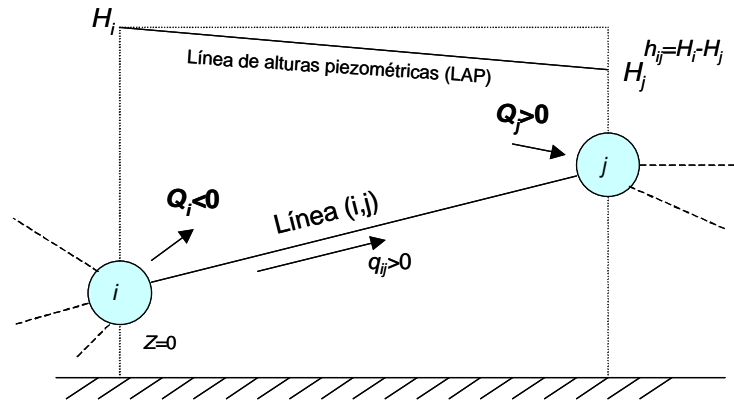
En un modelo de análisis en régimen permanente de una red de distribución se hace uso de dos leyes generales, que se cumplen independientemente de la configuración y los elementos de que consta la red y que constituyen una particularización de las ecuaciones generales de conservación de la masa y la energía aplicadas al flujo de un fluido incompresible a través de un sistema de tuberías a presión. Tales leyes son conocidas también como leyes de Kirchhoff.

Las variables del modelo son las siguientes:

- Los caudales internos,  $q$ , que circulan por todas las líneas.
- Los caudales externos,  $Q$ , aplicados en los nudos.
- La altura piezométrica,  $H$ , en los nudos y su presión,  $p$ .

- La pérdida de carga en cada línea, o de una forma más general, las diferencias de alturas piezométricas entre sus nudos extremos, que denominaremos  $h$ .

De todas las variables citadas, algunas serán conocidas, mientras que otras serán calculadas de acuerdo con las leyes bajo las cuales se comporta el sistema, y que



seguidamente formulamos. En primer lugar vamos a definir la nomenclatura y el criterio de signos utilizado, haciendo referencia a la siguiente figura, en la que se representa la línea que une los nudos  $i$  y  $j$ .

Figura 9.2 Esquema de una línea

- $q_{ij}$  Caudal que circula entre los nudos  $i$  y  $j$ , considerado como positivo en el caso de la figura cuando circula del nudo  $i$  hacia el nudo  $j$ .
- $Q_i$  Caudal aplicado en el nudo  $i$ . Se considera positivo si es entrante (aporte) y negativo cuando es saliente (consumo).
- $H_i$  Altura piezométrica en el nudo  $i$ .
- $h_{ij}$  Pérdida de carga en la línea  $(i,j)$ .

#### Primera ley de Kirchhoff

La primera ley de Kirchhoff establece que la suma neta de todos los caudales que confluyen en un nudo debe ser nula. Tal definición incluye tanto a los caudales internos  $q$  que circulan por las líneas, como a los caudales externos  $Q$ , directamente aplicados, y supone que un cierto criterio de signos ha sido previamente establecido.

Aunque cualquier criterio de signos es válido, en lo sucesivo, admitiremos que un caudal interno  $q$  es negativo cuando entra en un nudo, y positivo cuando sale, mientras que adoptaremos un criterio contrario para los caudales exteriores. Así, la ecuación de continuidad quedará expresada en la forma:

$$\sum_{j \in A_i} q_{ij} = Q_i, \quad i = 1, \dots, N \quad (9.1)$$

donde el subíndice  $j$  hace referencia a todos los nudos conectados directamente al  $i$  (conjunto  $A_i$ ) y siendo  $N$  el número total de nudos de la red.

La expresión (9.1) representa un total de  $N$  ecuaciones simultáneas aunque no resultan independientes, puesto que para que se verifique el principio de continuidad en toda la red,

la suma neta de aportes y consumos externos debe de ser nula, lo que se plasma en la condición siguiente:

$$\sum_{i=1}^N Q_i = 0$$

estando extendido ahora el sumatorio a los  $N$  nudos de la red.

Así, una de las  $N$  ecuaciones de continuidad en los nudos de la red es combinación lineal de las  $N-1$  restantes y en conjunto, la primera ley de Kirchoff proporciona  $N-1$  ecuaciones independientes.

### Segunda ley de Kirchoff

La segunda ley de Kirchoff, que corresponde al principio de conservación de la energía, establece que la suma algebraica de las pérdidas de carga debe ser igualmente nula a lo largo de cualquier malla.

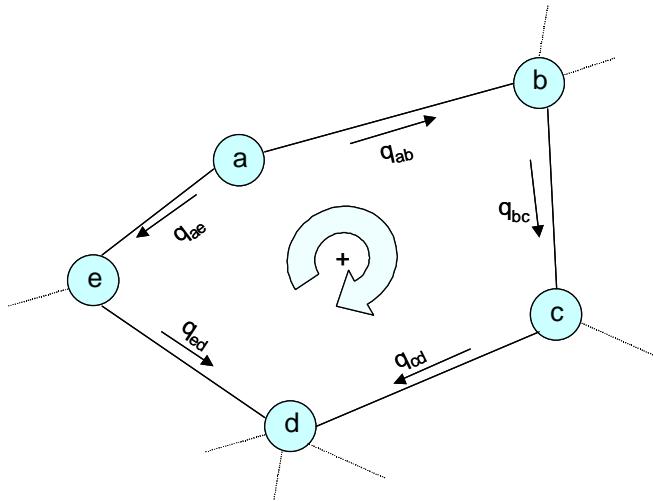


Figura 9.3 Configuración de una malla

Nuevamente es necesario establecer un criterio de signos ligado con el enunciado anterior. Para ello es necesario dotar a la malla de un sentido (en la figura anterior se ha adoptado un sentido de recorrido horario), y según este sentido, la pérdida de carga se considera positiva cuando el caudal recorre el circuito en el mismo sentido de la malla, y negativa en caso contrario. Con estas convenciones de signos, la segunda ley de Kirchoff, que debe aplicarse a  $M$  mallas independientes de la red, se expresa en la forma siguiente:

$$\sum_{(i,j) \in B_k} d_{ij} h_{ij} = 0, \quad k = 1, \dots, M \quad (9.2)$$

donde  $B_k$  representa el conjunto de líneas pertenecientes a la malla  $k$  y el término  $\delta_{ij}$  toma un valor  $+1$  si el sentido hipotético del caudal  $q_{ij}$  es el mismo que el de la malla y  $-1$  si toma el sentido contrario.

Las dos leyes de Kirchoff definen un sistema constituido por un total de  $(N-1) + (L-N+1) = L$  ecuaciones independientes, mientras que las incógnitas utilizadas

hasta el momento son las variables  $q_{ij}$  y  $h_{ij}$ , cuyo número asciende a  $2L$ . Sin embargo, las variables  $q_{ij}$  y  $h_{ij}$  de cada una de las líneas  $(i, j)$  de la red están ligadas por una expresión que depende de las características del elemento constituyente de la línea correspondiente, que hemos denominado ecuación característica de la línea y cuya formulación analizaremos en el siguiente epígrafe. En forma general, la ecuación de comportamiento de una línea puede representarse como:

$$h_{ij} = f_{ij}(q_{ij}) \quad (9.3)$$

En consecuencia, a las  $L$  ecuaciones anteriores correspondientes a las leyes de Kirchoff deberemos añadir  $L$  ecuaciones de comportamiento adicionales, obteniendo así un sistema de  $2L$  ecuaciones para resolver las  $2L$  incógnitas ( $q_{ij}$  y  $h_{ij}$  en cada línea de la red). Finalmente quedan todavía  $2N$  variables, correspondientes a la altura piezométrica  $H_i$  y al caudal externo  $Q_i$  en cada uno de los nudos de la red. De entre estas  $2N$  variables,  $N$  deben ser datos y las  $N$  restantes incógnitas del problema de análisis, como vamos a comprobar a continuación; más aún, para que el problema tenga una única solución es necesario que al menos exista un nudo de altura piezométrica conocida (y en consecuencia, al menos un caudal externo debe ser incógnita), puesto que de otro modo sería posible conocer la diferencia de alturas piezométricas entre cada par de nudos de la red pero no así la altura piezométrica de ninguno de ellos. Dicho de otra manera, existirían infinitos valores de la altura piezométrica de los nudos que cumplirían con las condiciones del problema. En realidad, incluso en esta situación, la distribución de caudales circulantes sería única.

A partir de la definición de  $h_{ij} = H_i - H_j$  disponemos de  $L$  ecuaciones, pero solamente  $N-1$  de ellas son realmente independientes. Si existe un único nudo de altura conocida dentro de la red, dichas ecuaciones equivalen a formular  $N-1$  ecuaciones de Bernoulli adicionales e independientes de las formuladas hasta ahora, que nos permitirán calcular las alturas piezométricas en el resto de los nudos de la red. Para este cometido se define un árbol de forma que cualquier nudo de la red quede unido mediante un único trayecto con el nudo de altura conocida; de esta forma, podemos escribir  $N-1$  ecuaciones de la forma:

$$H_i = H_c + \sum_{(j,k) \in S_{ic}} d_{jk} h_{jk} \quad (9.4)$$

donde

$H_c$ : Altura piezométrica conocida en el nudo  $c$ .

$H_i$ : Altura piezométrica incógnita en el nudo  $i$ .

$S_{ic}$ : Conjunto de líneas del trayecto que une los nudos  $i$  y  $c$ .

$h_{jk}$ : Pérdida de carga en la línea  $(j,k)$  perteneciente al trayecto  $S_{ic}$ .

$\delta_{jk}$ : Término que adopta el valor  $+1$  si el sentido hipotético del caudal  $q_{jk}$  está dirigido del nudo  $i$  al nudo  $c$ , y  $-1$  si circula en sentido contrario.

Este sistema está compuesto por  $N-1$  ecuaciones, que son independientes de las ecuaciones de malla puesto que no pueden ser obtenidas como combinación de éstas. Contamos además con la relación que determina la conservación de la masa en toda la red, de forma que, en total, dispondremos de  $N$  ecuaciones independientes adicionales que nos permitirán determinar el valor de las  $N-1$  alturas piezométricas y el caudal externo en el nudo de altura conocida ( $N$  incógnitas).

Cuando existe más de un nudo con altura piezométrica conocida (y en consecuencia, más de un nudo cuyo caudal externo es desconocido), las ecuaciones de pérdidas en un

trayecto siguen siendo válidas, pero observemos que si  $H_m$  y  $H_n$  son alturas conocidas en los nudos  $m$  y  $n$ , particularizando dicha ecuación, obtenemos:

$$\sum_{j-k \in S_{mn}} d_{jk} h_{jk} + (H_m - H_n) = 0$$

idéntica a una ecuación de malla (9.2), salvo por el término  $H_m - H_n$ ; este último término puede ser asimilado a una nueva línea de la red, atravesada por un caudal cualquiera, pero cuya pérdida de carga corresponde a la diferencia conocida de alturas piezométricas de los nudos  $m$  y  $n$ ; este peculiar tipo de línea se conoce con el nombre de *línea ficticia* y la malla hipotética que daría lugar a dicha ecuación se denomina *malla ficticia*.

La adición de una línea ficticia comporta la aparición de una malla ficticia, de manera que la relación  $M = L - N + 1$  sigue siendo válida incluso considerando estos nuevos elementos ficticios.

Si se consideran las líneas y mallas ficticias como un componente topológico más de la red, sólo podremos hablar en propiedad de redes ramificadas como aquellas en las cuales no es posible definir ningún tipo de malla, ni real ni ficticia; esta condición exige no solamente una topología arborescente sino además, la existencia de **un único nudo de altura piezométrica conocida**. Bajo este nuevo punto de vista, la resolución del conjunto de ecuaciones planteadas para el caso de una red ramificada resulta mucho más sencilla que en el caso de las redes malladas o redes con varios nudos de altura conocida, puesto que disponemos de  $N-1$  ecuaciones de continuidad que es posible resolver de forma desacoplada respecto al sistema de  $N-1$  ecuaciones de pérdidas. Los aspectos particulares de este caso se desarrollarán con detalle más adelante.

#### 4.3. Ecuaciones características de los elementos de la red

Las ecuaciones del apartado anterior son generales e independientes de la topología de la red y del tipo de elementos que la configuran. Sin embargo, los elementos hidráulicos de la red poseen unas ecuaciones de comportamiento propias, que generalmente se denominan ecuaciones características cuando se expresan en la forma  $h_{ij} = H_i - H_j = f(q_{ij})$ , esto es, diferencia de alturas piezométricas en los extremos del elemento como una función del caudal que circula por el mismo.

Al efectuar una clasificación de los distintos tipos de elementos que usualmente forman parte de una red de distribución, agrupados por su comportamiento, podemos distinguir cuatro tipos diferentes, a saber:

- tuberías
- elementos disipativos singulares (accesorios y válvulas)
- elementos motrices (bombas), y
- válvulas especiales (de retención, reductora de presión, sostenedora de presión y limitadora de caudal)

Las ecuaciones que caracterizan el comportamiento hidráulico de los tres primeros tipos de elementos citados han sido descritas en detalle en capítulos anteriores.



### Tuberías

Las pérdidas de carga en un elemento resistente (se trate de una tubería o una pérdida localizada) pueden expresarse de forma general como:

$$h_{ij} = H_i - H_j = R_{ij} q_{ij} |q_{ij}|^{n-1}$$

de modo que la pérdida de carga tomará el mismo signo que el caudal circulante, esto es,  $h_{ij}$  será positiva si  $H_i$  es mayor que  $H_j$ , y por consiguiente, si el caudal circula del nudo  $i$  al  $j$ ;  $n$  es el exponente del caudal que dependerá de la ecuación de pérdidas adoptada (en el siguiente apartado trataremos de este particular). El término  $R_{ij}$  se denomina *resistencia hidráulica* de la línea ( $i,j$ ). Cuando se emplea la fórmula de Darcy  $n = 2$ , y si la línea incluye pérdidas menores se tiene

$$h_{ij} = H_i - H_j = \left( \sum k_m + f \frac{L}{D} \right) \frac{q_{ij} |q_{ij}|}{2 g A^2}.$$

### Válvulas

La pérdida de carga puede expresarse como  $h_v = k(v^2/2g)$ , siendo el coeficiente  $k$  una función del grado de apertura de la válvula. En términos del caudal, la pérdida se expresa como  $h_v = Rq^2$ , donde  $R = (8k)/(p^2 g D^4)$ .

### Bombas

La altura que da la bomba puede expresarse mediante un ajuste parabólico del tipo  $h = C + Bq - Aq^2$ , en el que, a veces, no se considera el término lineal. Alternativamente, si se conoce la potencia de la bomba, la altura que proporciona puede darse por  $h = P/(\gamma q)$ .

Dedicamos aquí mayor atención a las ecuaciones referentes a válvulas especiales (que denominaremos automáticas o multifuncionales) cuya ecuación de comportamiento es diferente a la de una válvula de regulación convencional, puesto que la pérdida de carga que provocan depende no solamente del caudal que la atraviesa, sino de otras variables adicionales.

Su comportamiento viene representado en este caso por una expresión del tipo:

$$h_{ij} = h_{ij}(q_{ij}, H_i, H_j, \dots)$$

en la cual  $H_i$  y  $H_j$  representan la altura piezométrica en los extremos del elemento.

Podríamos decir que en el caso de una válvula automática la pérdida de carga se calcula igual que para una válvula convencional. Pero a diferencia de las convencionales, el grado de apertura depende del estado de presiones en los extremos de la válvula, además del caudal trasegado.

De la gran variedad existente de válvulas con funciones especiales, destacaremos cuatro tipos, que merecen atención ya que pueden intervenir en el análisis en régimen permanente de la red, a saber: válvula de retención (VR), válvula reductora de presión (VRP), válvula sostenedora de presión (VSP) y válvula limitadora de caudal (VLQ).

También existen válvulas que combinan varias de las funciones reseñadas (como por ejemplo, la válvula reductora-sostenedora de presión) y también otros tipos especiales de válvulas que no serán estudiadas en este apartado, debido a que se utilizan como prevención para situaciones atípicas o de emergencia, escapando por tanto al ámbito de estudio del análisis de la red en régimen permanente. Como ejemplo de tales válvulas especiales podemos citar las válvulas de alivio, ventosas, etc.

### *Válvulas de retención (VR)*

Las válvulas de retención, al igual que el resto de las válvulas que vamos a estudiar, son elementos unidireccionales que sólo permiten el paso del fluido en un sentido. Su función consiste en evitar el flujo en sentido contrario al establecido.

Expresando la pérdida de carga en la VR en la forma  $h_v = Rq^2$ , podemos expresar su característica como:

$$\begin{cases} R = R_0 & \text{si } H_1 > H_2 \ (q > 0) \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_1 \leq H_2 \ (q \leq 0) \end{cases}$$

en la cual  $R_0$  representa la resistencia a válvula abierta, mientras que  $H_1$  y  $H_2$  son las alturas piezométricas en el extremo aguas arriba y abajo respectivamente.

El coeficiente  $k$  adopta valores comprendidos entre 1,5 y 4,0 dependiendo de la morfología de la válvula de retención y del mecanismo de cierre.

La VR se destina a proteger las instalaciones en algún punto, restringiendo el flujo en un sólo sentido, por ejemplo, para evitar el vaciado (descebado) de una bomba, para realizar el llenado o vaciado de un depósito desde una canalización determinada, para evitar el vaciado de una tubería en pendiente cuando ésta queda sin carga, etc...

Una utilización típica de una VR es aguas abajo de una bomba, para impedir el flujo en sentido inverso cuando la bomba está parada. Cuando la bomba está funcionando la VR actúa como un elemento resistente con coeficiente de pérdidas  $k$ . Sin embargo, cuando la bomba está parada la VR impide el flujo en sentido inverso: en consecuencia, el tramo de tubería aguas abajo de la VR soporta la presión hidrostática provocada por el nivel del depósito de impulsión, mientras que el tramo anterior, incluyendo la bomba, soporta la presión hidrostática debida al nivel del depósito de aspiración.

### *Válvula reductora de presión (VRP)*

La VRP es un elemento diseñado para mantener una presión constante en su extremo situado aguas abajo, en un valor que se conoce como *presión de tarado*, independientemente de la magnitud de la presión aguas arriba, y como su nombre indica, tienen como misión evitar las elevadas presiones que pueden alcanzarse en algunos puntos de la red debido, por ejemplo, a las depresiones del terreno, a la cercanía de la estación de bombeo o a cualquier otra causa.

Sin embargo, la definición anterior no se ajusta totalmente a la realidad y presenta algunas excepciones. En particular, si la presión aguas arriba se hace inferior a la presión de tarado, entonces la válvula se encuentra totalmente abierta y no actúa sobre el sistema, y puede considerarse como un elemento resistente con coeficiente  $k$  constante.

Por otra parte, si la presión aguas abajo excede a la de tarado, la válvula impide el flujo en sentido contrario, actuando como una válvula de retención; se trata pues de un elemento unidireccional.

Desde esta perspectiva, las VRP se emplean también para controlar el caudal aportado desde varios puntos de suministro, en función del nivel de la demanda. En este tipo de aplicación, la VRP actúa como válvula de retención hasta que la presión se reduce por debajo de su nivel crítico con motivo de una fuerte demanda, en cuyo momento abre el paso del flujo desde el punto de suministro que está bajo su control.

La presión de tarado de la válvula, o mejor dicho, la altura piezométrica correspondiente a este valor en el extremo aguas abajo, se representa por  $H_t$ .

Suponiendo un comportamiento ideal de la VRP ( $h_v = 0$  cuando la válvula está abierta) podemos expresar las ecuaciones de comportamiento de este elemento en la forma:

$$\begin{cases} R > 0 \text{ y } H_2 = H_t & \text{si } H_1 > H_t \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R = 0 \text{ y } H_2 = H_1 & \text{si } H_1 < H_t \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_2 > H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ (} q = 0 \text{)} \end{cases}$$

donde  $H_1$  y  $H_2$  son las alturas piezométricas aguas arriba y abajo de la válvula, respectivamente.

Naturalmente, si consideramos el comportamiento real de la VRP y las pérdidas de carga que provoca estando completamente abierta son tenidas en cuenta, la ecuación de comportamiento anterior se expresaría como:

$$\begin{cases} R \geq R_0 \text{ y } H_2 = H_t & \text{si } H_1 \geq H_t + h_v \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R = R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_v & \text{si } H_1 < H_t + h_v \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_2 > H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ (} q = 0 \text{)} \end{cases}$$

donde  $R_0$  es, de nuevo, la resistencia hidráulica a válvula abierta y  $h_v$  es la correspondiente pérdida de carga para un caudal dado. El coeficiente de pérdidas  $k$  adopta valores comprendidos entre 4 y 10 dependiendo como siempre de la morfología de la válvula.

### *Válvula sostenedora de presión (VSP)*

La VSP es una válvula automática concebida para mantener una presión mínima en su extremo situado aguas arriba, en un valor denominado *presión de tarado*. Su misión consiste en impedir que la presión descienda por debajo de un nivel predeterminado en algún punto de la red. La VSP sólo permite el paso de caudal si la presión en el extremo aguas arriba supera el valor de tarado; en caso contrario, se cierra restringiendo el paso de caudal para mantener la presión aguas arriba.

En redes de distribución con grandes desniveles puede suceder que las zonas elevadas queden desabastecidas ante una fuerte demanda en las zonas de cota baja; en esta circunstancia, la disposición de una VSP permite limitar el caudal suministrado hacia las zonas bajas en tanto no se mantenga una presión mínima en las zonas altas.

El comportamiento real de la VSP, considerando la pérdida de carga a válvula abierta queda representado en las siguientes ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{ll} R \geq R_0 \text{ y } H_1 = H_t & \text{si } H_2 \leq H_t - h_v \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R = R_0 \text{ y } H_2 = H_1 - h_v & \text{si } H_1 > H_t \text{ (} q > 0 \text{)} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_1 < H_t \text{ o } H_2 > H_1 \text{ (} q = 0 \text{)} \end{array} \right.$$

siendo  $H_1$  y  $H_2$  las alturas piezométricas en los extremos de la válvula,  $H_t$  es la altura piezométrica de tarado,  $R_0$  la resistencia hidráulica a válvula abierta y  $h_v$  es la correspondiente pérdida de carga para un caudal dado.

Aunque el mecanismo de control es diferente en una VSP y una VRP, en ambos casos se utilizan cuerpos de válvula similares, y por ello, el coeficiente de pérdidas  $k$  toma valores entre 4 y 10 también en el caso de una VSP.

#### Válvula limitadora de caudal (VLQ)

Uno de los posibles cometidos de las válvulas reductoras y sostenedoras de presión, como un elemento de control de los caudales servidos, a través de la acción de gobierno sobre las presiones.

La VLQ es un tipo de válvula automática que permite controlar el caudal que la atraviesa de forma directa, impidiendo que supere un valor conocido como *caudal de tarado*  $q_t$ .

Al igual que la VR, VRP y VSP, se trata de un elemento unidireccional que no admite el flujo en sentido inverso al previsto. Así, el caudal trasegado por la VLQ puede variar entre 0 y el valor de tarado  $q_t$ , dependiendo de las presiones del sistema.

En el instante en que el caudal alcanza el valor de tarado, la VLQ funciona en *modo activo*, provocando una pérdida de carga variable para mantener el valor del caudal.

En tanto el caudal trasegado sea menor que  $q_t$ , la VLQ permanece totalmente abierta, y actúa como un elemento resistente provocando una pérdida de carga  $h_v = R_0 q^2$ , donde  $R_0$  es la resistencia hidráulica correspondiente a un coeficiente de pérdidas  $k$ , contabilizado para la válvula totalmente abierta. Al igual que para las VRP y VSP, el valor del coeficiente  $k$  está comprendido entre 4 y 10.

Así, podemos modelar su comportamiento por medio de las ecuaciones siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} R \geq R_0 & \text{si } H_1 \geq H_2 + h_v \text{ (} q = q_t \text{)} \\ R = R_0 & \text{si } H_1 = H_2 + h_v \text{ (} 0 < q < q_t \text{)} \\ R \rightarrow \infty & \text{si } H_1 < H_2 \text{ (} q = 0 \text{)} \end{array} \right.$$

donde  $h_v$  representa la pérdida de carga a válvula abierta para el caudal  $q$  en cuestión y  $q_t$  es el caudal de tarado.

#### 4.4. Sistemas de ecuaciones para el análisis estático de redes

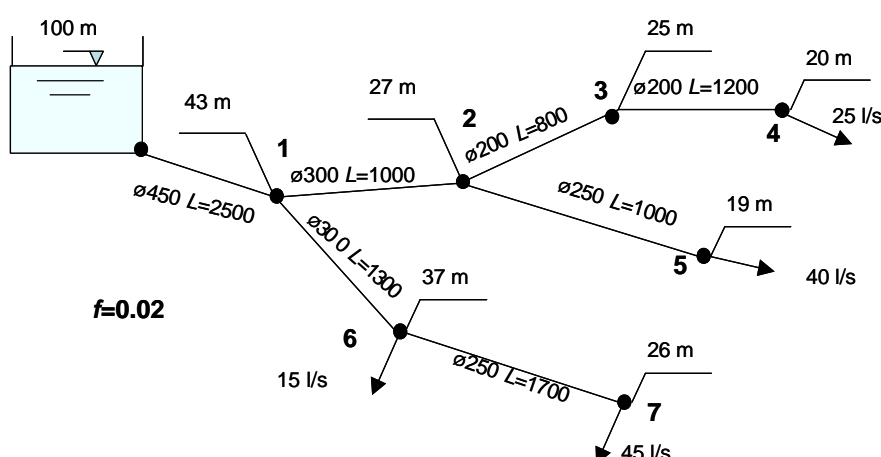
El sistema de  $2L$  ecuaciones que definen el comportamiento de la red en condiciones de régimen estacionario, constituido por las  $N-1$  ecuaciones de continuidad en los nudos (9.1), las  $M$  ecuaciones de equilibrio de malla (9.2) y las  $L$  ecuaciones de comportamiento de las líneas (9.3), nunca se resuelve en bloque, utilizando todas las incógnitas  $q$  y  $H$  simultáneamente, puesto que el sistema puede ser reducido a uno de menor tamaño, lo que supone un importante ahorro en términos computacionales.

De entre las distintas formulaciones existentes, que difieren entre sí fundamentalmente en el tratamiento del sistema de ecuaciones, presentaremos las formulaciones clásicas. Estas son la formulación por nudos (ecuaciones en  $H$ ), la formulación por líneas (ecuaciones en  $q$ ) y la formulación por mallas (ecuaciones en  $q$ ). También utilizaremos una formulación híbrida que utiliza las ecuaciones de los nudos y las de las líneas.

Aunque las ecuaciones son absolutamente generales y aplicables a cualquier tipo de red, el análisis de redes ramificadas con un único punto de altura piezométrica conocida puede acometerse de una forma mucho más sencilla resolviendo dos sistemas de ecuaciones desacoplados: uno, el sistema lineal constituido por las  $N-1$  ecuaciones de continuidad en los nudos y que proporciona los caudales  $q_{ij}$  circulantes por las líneas; y el otro, constituido por  $N-1$  ecuaciones de pérdidas del tipo (9.4) que permite determinar las alturas piezométricas en los nudos de la red. Analicemos, para empezar, este caso particular, especialmente sencillo, mediante un ejemplo.

### *Ejemplo. Análisis de presiones en una red ramificada*

Consideremos la red ramificada de la figura siguiente.



*Figura 9.4 Red ramificada*

La red está alimentada por gravedad desde un depósito (*nudo de cabecera*) situado a una cota  $z_0 = 100\text{m}$  y está compuesta por un total de siete líneas ( $L = 7$ ; obsérvese que el número de nudos es  $N = 8$ ). La presencia de una única alimentación a través de un nudo de cabecera es el caso más habitual, por lo que aquí no consideraremos inyecciones de caudal a través de los demás nudos. Los siete caudales consumidos  $Q_i$  en los nudos distintos del de cabecera son también datos del problema y aparecen en la siguiente tabla.

Nudo	1	2	3	4	5	6	7
Consumo (l/s)	0	0	0	25	40	15	45
Cota (m)	38	25	27	15	18	32	30

Para determinar los caudales en las líneas se utiliza la ecuación de continuidad en cada nudo que, para este caso particular, se puede escribir como

$$q_i = \sum_{j \in A_i} Q_j, \quad i = 1, \dots, 7$$

donde  $q_j$  es el caudal  $q_{ij}$ , ya que cada nudo de consumo está alimentado por una única línea, la  $j$ . (También, se puede denotar  $h_j = h_{ij}$ ).  $A_i$  representa el conjunto de nudos de consumo situados aguas debajo de la línea  $i$ , incluyendo al propio nudo  $i$ . Con estas ecuaciones pueden ser determinados todos los caudales circulantes por las líneas. Así se obtiene:

$$q_7 = 45 \text{ l/s}, q_6 = (45 + 15) = 60 \text{ l/s}, q_5 = 40 \text{ l/s}, q_4 = 25 \text{ l/s}, q_3 = (25 + 0) = 25 \text{ l/s}, \\ q_2 = (25 + 0 + 0 + 40) = 65 \text{ l/s y } q_1 = Q_1 + \dots + Q_7 = 125 \text{ l/s}.$$

Ahora, dado que las características hidráulicas de la red, contenidas en la tabla siguiente, son conocidas, se pueden determinar las pérdidas  $h_i = h_i(q_i)$ , dadas, por ejemplo, mediante la

fórmula de Darcy-Weisbach:  $h_i = \frac{8 f L}{g p^2 D^5}$ . La última fila de la tabla contiene tales pérdidas en metros de columna de agua, considerando un factor de fricción  $f = 0.02$ .

Línea	1	2	3	4	5	6	7
<b>Diámetro (mm)</b>	450	300	200	200	250	300	250
<b>Longitud (m)</b>	2500	1000	800	1200	1000	1300	1700
<b>Pérdida <math>h_f</math> (mca)</b>	3.5	2.873	2.582	3.873	2.707	3.182	5.826

Puesto que la red es ramificada, solamente existe un trayecto comprendido entre la cabecera y cada uno de los nudos de consumo, de manera que las alturas piezométricas en los nudos se obtienen de forma inmediata a partir del balance de pérdidas en cada uno de los  $N-1$  trayectos definidos, esto es:

$$H_i = H_c - \sum_{j \in S_i} h_j, \quad i = 1, \dots, N-1$$

donde  $S_i$  representa el conjunto de líneas del trayecto que conecta la cabecera de la red con el nudo  $i$ :

$$H_1 = H_0 - h_1 = 96.5; H_2 = H_1 - h_2 = 93.627; H_3 = H_2 - h_3 = 91.045; H_4 = H_3 - h_4 = 87.172; \\ H_5 = H_4 - h_5 = 90.920; H_6 = H_5 - h_6 = 93.318; H_7 = H_6 - h_7 = 87.492.$$

La presión existente en cada nudo, se obtiene, finalmente, restando la cota geométrica del nudo al valor de su altura piezométrica.

En las redes malladas, por contraposición con las redes ramificadas con un sólo nudo de altura conocida, los caudales que circulan por las líneas de la red no pueden ser determinados únicamente a partir de los caudales consumidos y aportados, sino que dependen también de las características hidráulicas de las líneas y de las alturas piezométricas en los nudos. De hecho, el sistema de ecuaciones de continuidad está compuesto por  $N-1$  ecuaciones, pero incluye como incógnitas  $L$  caudales de línea  $q_{ij}$ , cumpliéndose en general que  $L > N-1$ , por lo que resulta evidente que el sistema de ecuaciones de continuidad es insuficiente para determinar las incógnitas  $q_{ij}$ . En el caso particular de una red de topología ramificada con varios nudos de altura conocida se cumplirá que  $L = N-1$ , pero por cada nudo de altura conocida aparece una nueva incógnita que es el caudal aportado o consumido en el nudo  $Q_i$ .

Veamos a continuación las formulaciones de análisis en régimen permanente más comúnmente utilizadas para este tipo de redes complejas.

### Formulación por líneas (ecuaciones en $q$ )

La formulación por líneas consiste en el planteamiento del sistema de ecuaciones compuesto por las  $N-1$  ecuaciones independientes de continuidad en los nudos, más  $M$  ecuaciones independientes de malla, habiendo sustituido en éstas últimas los términos  $h_{ij}$  por las ecuaciones de comportamiento de las líneas. Si suponemos un sistema con un único nudo de altura conocida, el sistema de ecuaciones será:

$$\begin{aligned} \sum_{j \in A_i} q_{ij} &= Q_i, & i = 1, \dots, N-1 & \quad a) \\ \sum_{(i,j) \in B_k} \delta_{ij} h_{ij}(q_{ij}) &= 0, & k = 1, \dots, M & \quad b) \end{aligned}$$

donde  $A_i$  es el conjunto de nudos directamente conectados al nudo  $i$ , mientras que  $B_k$  es el conjunto de líneas que componen la malla  $k$ , y el término  $\delta_{ij}$  representa el sentido de circulación de  $q_{ij}$  respecto del sentido de malla (+1 si coinciden, -1 si es el contrario).

En el caso de que las líneas contengan solamente tuberías o elementos resistentes, puesto que, en general,  $h_{ij} = R_{ij} q_{ij} |q_{ij}|^{n-1}$ , el sistema de ecuaciones puede escribirse como:

$$\begin{aligned} \sum_{j \in A_i} q_{ij} &= Q_i, & i = 1, \dots, N-1 & \quad a) \\ \sum_{(i,j) \in B_k} \delta_{ij} R_{ij} q_{ij} |q_{ij}|^{n-1} &= 0, & k = 1, \dots, M & \quad b) \end{aligned} \quad (9.5)$$

Dado que las únicas incógnitas que intervienen en la formulación son los  $L$  caudales de línea  $q_{ij}$ , esta formulación se conoce también como "*sistema de ecuaciones en  $q$* ". El sistema planteado consta de  $M+(N-1) = L$  ecuaciones que, aún en el caso de que no exista ningún nudo de altura conocida, y, como ya citamos antes, posee una única solución, puesto que el conjunto de incógnitas contiene únicamente caudales.

Cuando la red cuenta con más de un nudo de altura conocida, aparecerán como nuevas incógnitas tantos caudales de nudo  $Q_i$  como nudos de altura conocida menos uno, pero también es cierto que entre cada par de nudos de altura conocida aparecerá una línea ficticia que dará lugar a una ecuación de malla ficticia, que resulta independiente del resto de ecuaciones de malla. Por esta razón se seguirá conservando el balance entre ecuaciones e incógnitas.

Para la inclusión de bombas en las ecuaciones de malla simplemente se sustituye la ecuación correspondiente, que en el caso de un ajuste parabólico será:

$$h_{ij} = -(H_0 + Bq_{ij} - Aq_{ij}^2)$$

La introducción de válvulas especiales tales como VR, VRP, VSP o VLQ en la formulación por líneas plantea dificultades mayores que en el caso de las bombas, puesto que cabe la posibilidad de que adopten varios modos de funcionamiento.

En el caso de una VR, cuando el caudal lleva el sentido directo, definido por la propia válvula, ésta se comporta como un elemento resistente convencional, sin modificar por tanto las ecuaciones (9.5 b); si, por el contrario, la altura piezométrica en el extremo aguas abajo es superior a la existente en el extremo aguas arriba, en tales ecuaciones de malla aparecerá como incógnita el valor de la diferencia de alturas piezométricas entre sus extremos y simultáneamente, el caudal que la atraviesa pasará a ser un dato conocido ( $q=0$ ).

La inclusión de una VRP, VSP o VLQ funcionado completamente abierta como elemento resistente o bien cerrada, puede plantearse en los mismos términos que una VR; las diferencias de comportamiento acontecerán en el caso de un funcionamiento activo de dichas válvulas.

En el caso de una VRP, el funcionamiento en modo activo implica el mantenimiento de una presión constante en su extremo aguas abajo, de manera que en esta situación se desconocen tanto las pérdidas ocasionadas por la VRP como el caudal que la atraviesa, pero la altura piezométrica en el extremo aguas abajo es un dato conocido. Lo mismo podemos decir en el caso de una VSP, sólo que el dato conocido es la altura piezométrica en el extremo aguas arriba. Al existir en este caso un nudo de altura conocida en uno de los extremos de la válvula, será necesario reformular las ecuaciones de malla convencional que incluyen a la válvula en cuestión, para plantearlas como ecuaciones de malla ficticia entre dos nudos de altura conocida, en la que uno de los nudos de altura conocida corresponde al nudo extremo de la válvula en el que se mantiene dicha altura.

Finalmente, el funcionamiento activo de una VLQ implica que el caudal que la atraviesa es conocido e igual al caudal de tarado  $q_b$ , pero se desconoce la magnitud de la pérdida de carga en la VLQ, que será, en este caso, una incógnita más en las ecuaciones (9.5 b).

#### *Formulación por nudos (ecuaciones en H)*

La formulación por nudos está basada en el sistema de  $N-1$  ecuaciones de continuidad del sistema. Como ya se ha visto, el sistema de ecuaciones de continuidad es insuficiente para resolver las incógnitas de los caudales de línea  $q_{ij}$ ; sin embargo, reformulando dichas ecuaciones en términos de las alturas piezométricas en los nudos  $H_i$  conseguimos un sistema de  $N-1$  ecuaciones independientes con  $N-1$  incógnitas (recordemos que para cada altura piezométrica  $H_i$  conocida adicional, debe aparecer un caudal de nudo  $Q_i$  como incógnita) aunque en este caso las ecuaciones ya no serán lineales. Por este papel protagonista de las  $H$ , esta formulación se conoce también como "*sistema de ecuaciones en H*".

Frente a la formulación por líneas, hay que destacar dos ventajas fundamentales; en primer lugar, el tamaño del sistema que debe ser resuelto puede ser mucho menor, puesto que el número de ecuaciones e incógnitas es, en este caso, igual a  $N-1$ , menor que en el caso de la formulación por líneas, en la cual se establecen  $L$  ecuaciones con  $L$  incógnitas (recordemos que en las redes malladas se cumple que  $L > N-1$ ). En segundo lugar, el planteamiento de las ecuaciones de malla (9.5 b) exige una descripción detallada de la topología de la red, así como la definición de mallas independientes dotadas de una orientación, mientras que en la formulación por nudos sólo es necesario conocer las líneas conectadas a cada nudo, lo que simplifica considerablemente el planteamiento del sistema de ecuaciones.

La transformación de las ecuaciones de continuidad en términos de las alturas  $H_i$  se consigue expresando los caudales de línea  $q_{ij}$  en función de las alturas  $H_i$  a través de las ecuaciones de comportamiento de las líneas, como sigue:

$$q_{ij} = q_{ij}(H_i - H_j) = q_{ij}(h_{ij})$$

y sustituyendo en las ecuaciones de continuidad se obtiene:

$$\sum_{j \in A_i} q_{ij}(H_i - H_j) = Q_i, \quad i = 1, \dots, n-1 \quad (9.6)$$



en la cual  $A_i$  representa el conjunto de nudos  $j$  conectados directamente al nudo  $i$ .

Los parámetros que definen el comportamiento de cada tipo de línea en la forma  $q_{ij} = q_{ij}(H_i - H_j)$  pueden obtenerse con relativa sencillez a partir de las relaciones que se han visto al analizar el comportamiento de cada elemento.

Por ejemplo, para el caso de las tuberías o elementos resistentes:

$$h_{ij} = R_{ij} q_{ij} |q_{ij}|^{n-1}$$

tendremos que:

$$q_{ij} = \frac{h_{ij}}{R_{ij}^{1/n} |h_{ij}|^{1-1/n}} = \frac{H_i - H_j}{R_{ij}^{1/n} |H_i - H_j|^{1-1/n}}$$

y, utilizando la expresión de pérdidas de Darcy ( $n=2$ ) se tiene:

$$q_{ij} = \frac{H_i - H_j}{\sqrt{R_{ij} |H_i - H_j|}}$$

La imposición de la altura en más de un nudo de la red no presenta ningún problema en esta formulación, ya que, a cambio, quedará el caudal  $Q$  como incógnita, el cual aparece explícitamente en la formulación.

Para el caso de bombas, considerando un ajuste parabólico de dos coeficientes:

$$H_i - H_j = h_{ij} = -(H_0 - Aq_{ij}^2)$$

se tiene que:

$$q_{ij} = (H_j - H_i) \sqrt{\frac{H_0 - |H_i - H_j|}{A |H_i - H_j|^2}}$$

donde la diferencia de alturas ( $H_j - H_i$ ) se ha escrito en orden inverso al habitual para representar el hecho de que la altura disminuye en sentido contrario al caudal.

En el caso de incluir en la formulación válvulas especiales como VR, VRP, VSP o VLQ, y considerando un funcionamiento como elemento resistente convencional, las ecuaciones (9.6) siguen siendo válidas, sin más que considerar la ecuación de pérdidas en la válvula completamente abierta como:

$$h_{ij} = R_{ij} q_{ij} |q_{ij}| = \frac{8k}{p^2 g D^4} q_{ij} |q_{ij}| \rightarrow q_{ij} = \frac{H_i - H_j}{\sqrt{R_{ij} |H_i - H_j|}}$$

Cuando se dan las condiciones de presión para que dichas válvulas estén cerradas, aparecerá como incógnita la diferencia de alturas  $h_{ij}$ , pero el caudal que atraviesa la válvula es conocido  $q_{ij} = 0$ ; de esta forma, el término correspondiente al caudal que atraviesa la válvula desaparecerá en dos de las ecuaciones nodales (9.6) que corresponden a los nudos extremos de la válvula. No obstante, las alturas piezométricas en dichos nudos extremos seguirán apareciendo en las ecuaciones, debido a la contribución de otras líneas que inciden sobre los mismos.

El funcionamiento activo es el que plantea las diferencias de tratamiento más importantes. En el caso de una VRP o una VSP, nos encontramos que el funcionamiento activo supone que la altura piezométrica en uno de sus extremos es conocida e igual a la

altura de tarado  $H_t$  siendo desconocido el caudal que la atraviesa; en esta situación, la válvula se encuentra parcialmente abierta y en consecuencia, no se conoce su resistencia hidráulica  $R_{ij}$ , por lo que resulta preferible introducir el caudal  $q_{ij}$  como incógnita en las ecuaciones (9.6) en las que intervenga la válvula, en lugar de los términos:

$$\sqrt{\frac{H_i - H_t}{R_{ij}}}, \quad \sqrt{\frac{H_t - H_j}{R_{ij}}}$$

En el caso de la VLQ funcionando en modo activo, aunque las alturas piezométricas en sus nudos extremos siguen siendo incógnitas, el caudal que la atraviesa es conocido e igual a  $q_t$ , razón por la cual los términos de las ecuaciones (9.6) correspondientes a esta línea quedan sustituidos por un caudal conocido  $q_t$  que pasa a formar parte del término independiente.

La formulación nodal es la preferida por gran número de investigadores frente a formulaciones por líneas o mallas por varias razones, alguna de las cuales ya hemos adelantado, y que podemos resumir como:

- 1º) El planteamiento de las ecuaciones de la formulación nodal exige un conocimiento mínimo de la topología de la red, tan sólo el referente a las conexiones de líneas y nudos, mientras que la formulación por líneas o mallas requiere información adicional en la definición de mallas independientes y la formulación de las ecuaciones de malla asociadas. Este planteamiento facilita la resolución del sistema especialmente cuando es necesaria la eliminación temporal de alguna línea, por ejemplo, cuando intervienen válvulas multifuncionales que pasan de estar abiertas a estar cerradas; esta circunstancia, en el caso de una formulación por líneas o por mallas exige un replanteamiento de las ecuaciones, mientras que en la formulación nodal solamente se modifican algunos términos de las ecuaciones.
- 2º) La resolución mediante la formulación nodal está orientada a proporcionar el valor de las alturas piezométricas, y por añadidura, las presiones en los nudos, siendo estas sin duda las variables que mayor interés presentan en el análisis de una red hidráulica de distribución. Adicionalmente, la inclusión de válvulas multifuncionales cuyo estado de funcionamiento está gobernado directamente por el valor de la presión en sus extremos (VR, VRP y VSP) resulta mucho más sencilla, puesto que la determinación de las alturas piezométricas proporciona directamente el estado operativo de dichas válvulas. En la formulación por líneas o por mallas, esta operación requiere cálculos adicionales, puesto que la resolución del sistema de ecuaciones no proporciona directamente las alturas piezométricas en los nudos.

#### *Formulación por mallas (ecuaciones en $Dq$ )*

La formulación por mallas está basada en una redefinición de las incógnitas del problema de análisis para reducir su número a  $M$  (número de mallas). Las nuevas incógnitas, conocidas como **caudales correctores de las mallas**  $q$ , aparecen al plantear las  $M$  ecuaciones independientes de malla. Por ello es conocido también como "sistema de ecuaciones en  $q$ ".

La formulación por mallas supone, como primer paso, el establecimiento de una hipótesis de caudales, lo que implica asignar un caudal a todas las líneas de la red, de forma

arbitraria, pero verificando las ecuaciones de continuidad en todos los nudos, lo que en la práctica no comporta grandes dificultades.

Aunque los caudales propuestos verifiquen las ecuaciones de continuidad en los nudos, lo más probable es que dichos caudales no sean compatibles con el principio de la conservación de la energía expresado en las ecuaciones de malla y por ello será necesario corregirlos.

La corrección de los caudales circulantes debe ser tal que satisfaga las ecuaciones de continuidad de los nudos. Así, realizando la corrección de caudales de modo que el mismo caudal es añadido ó restado de todas las líneas que constituyen un circuito cerrado, y siguiendo un criterio de signos ligado con el sentido en que el caudal inicialmente asignado recorre la malla, puede asegurarse el mantenimiento del balance de caudales que proporciona la ecuación de continuidad en todos los nudos de la red. En consecuencia, se puede prescindir de las ecuaciones de continuidad en todos los cálculos posteriores, una vez se haya establecido la hipótesis inicial de caudales.

Los caudales correctores deberán tener, pues, un valor único por cada malla, y para su determinación, suponiendo que la red está constituida por tuberías y elementos resistentes, podemos reformular el sistema de ecuaciones de malla en la siguiente forma:

$$\sum_{(i,j) \in B_k} d_{ij} R_{ij} \left( q_{ij}^* + \sum_{r \in M_{ij}} d_{ij}^r \Delta q_r \right)^n = 0, \quad k = 1, \dots, M \quad (9.7)$$

en la cual se emplea la notación siguiente:

$B_k$  Conjunto de líneas que configuran la malla  $k$ .

$\delta_{ij}$  Coeficiente que adopta el valor +1 cuando el caudal  $q_{ij}^*$  sigue el sentido de circulación definido para la malla  $k$ , y -1 en el caso contrario.

$R_{ij}$  Resistencia hidráulica de la línea  $(i,j)$ .

$q_{ij}$  Caudal hipotético en la línea  $(i,j)$ .

$M_{ij}$  Conjunto de mallas independientes que contienen a la línea  $(i,j)$ .

$q_r$  Caudal corrector en la malla  $r$ .

$\delta_{ij}^r$  Coeficiente que adopta el valor +1 cuando el caudal  $q_{ij}^*$  sigue el sentido de circulación definido para la malla  $r$ , y -1 en el caso contrario.

En las ecuaciones (9.7), el caudal de cada línea es corregido con los caudales correctores de todas las mallas a que pertenece, sin atender con ello por tanto el principio de continuidad.

El sistema consta de  $M$  ecuaciones independientes y no lineales en  $q$ , siendo las incógnitas en este caso los  $M$  caudales correctores de malla. Por otra parte, las líneas que no pertenezcan a ninguna malla no intervienen en la formulación, y deberán calcularse aparte como sistemas ramificados, una vez obtenido el estado de equilibrio.

Si en la red existe únicamente un nudo de altura conocida, uno de los caudales de nudo  $Q_i$  será una incógnita del problema, que puede ser determinada a partir del balance global de caudales en toda la red.

Si por el contrario, existe más de un nudo con altura conocida, aumentará el número de incógnitas entre los caudales de nudo  $Q_i$ , pero también aparecerán tantas mallas ficticias

como nudos de altura conocida menos uno, con las correspondientes ecuaciones de malla ficticia.

Una vez calculados definitivamente los caudales circulantes  $q_{ij}$  y, consecuentemente, determinadas las pérdidas  $h_{fp}$ , las alturas piezométricas en los nudos  $H_i$  se determinarán estableciendo el balance de pérdidas de carga en un trayecto desde un nudo de altura conocida hasta el nudo en cuestión.

En el caso de incluir bombas en la formulación por mallas, su ecuación de comportamiento se añade a los sumandos propios de las otras líneas, para configurar la ecuación del circuito.

Para el análisis incluyendo válvulas multifuncionales, podemos remitirnos a los mismos procedimientos expuestos en el apartado anterior, en la formulación por líneas.

## 5. METODOS DE CALCULO

En el apartado anterior se han desarrollado ampliamente las diversas formulaciones del problema de análisis estático de una red. A primera vista, el planteamiento general del problema aparenta ser muy simple:

$$\text{hallar } X \text{ tal que } F(X) = 0$$

donde  $X$  es el vector de incógnitas (caudales, alturas, correcciones de caudales de malla) y  $F$  es la función vectorial y no lineal, en general, que describe el conjunto de ecuaciones correspondiente. Sin embargo, su resolución puede conllevar numerosas dificultades, derivadas casi todas ellas de la no linealidad del comportamiento de los elementos que componen el sistema, lo que hace que el conjunto final de ecuaciones a resolver sea esencialmente no lineal, para todas las formulaciones presentadas.

Ahora bien, la no linealidad de los elementos no es la única dificultad que aparece. La falta de conectividad de la red, -debida, por ejemplo, a un error en la introducción de los datos-, puede ser una causa de error. Si el problema está mal formulado o los datos no son coherentes (por ejemplo, la insuficiencia de una bomba ante unos requerimientos concretos), no hay garantía de obtener solución. Otras veces las dificultades provienen de la falta de capacidad de memoria del ordenador, de la lentitud de los cálculos o de la falta de convergencia.

Aunque muchos de los programas comerciales parecen haber resuelto los problemas de cálculo, después de muchos años de refinamientos y mejoras, los fundamentos de los métodos de cálculo no han perdido interés, pues su conocimiento siempre será muy útil para los usuarios a la hora de plantear los datos en forma correcta o al menos de un modo "eficiente" desde el punto de vista del cálculo. Asimismo el conocimiento de las técnicas de cálculo interesará a quienes se planteen, por ejemplo, mejorar los métodos establecidos hasta el presente. La última palabra no está aún dicha, puesto que no puede demostrarse que ninguno de los métodos sea el más eficiente en cualquiera de las situaciones posibles, y de hecho uno de los métodos más robustos que existen, el método del gradiente, ha sido propuesto a finales de los años 80 y las variantes del método del gradiente que realmente se implementan en algunos programas comerciales apenas tienen 10 años.

A continuación revisaremos los métodos de resolución más utilizados, y para algunos de ellos se verán ejemplos que los implementan.

### 5.1. Métodos numéricos de resolución. Clasificación

Puesto que, en general, un sistema no lineal no puede resolverse de forma explícita mediante un número finito de pasos, solo la técnica de la aproximación sucesiva es posible.

Los métodos de aproximación sucesiva son usualmente iterativos. Parten de una aproximación inicial obtenida mediante análisis del problema o por conocimiento a priori del mismo, y tienen la siguiente estructura:

- a) Empezar con un valor aproximado  $X_0$ ;
- b) Calcular  $X_{i+1} = g(X_i)$ , para  $i = 0, 1, \dots$

donde  $g$  es una función adecuada, llamada función de iteración, que produce, deseablemente, valores  $X_i$  cada vez más próximos a la solución del problema no lineal  $F(X) = 0$ .

La teoría del Análisis Matemático afirma que si

- a)  $X$  es un punto fijo de  $g$  lo que significa que  $g(X) = X$
- b) los puntos fijos de  $g$  son ceros o raíces de  $F$  y
- c)  $g$  es continua en las proximidades del punto fijo  $X$

entonces, cada punto límite de la sucesión de iteraciones  $X_i$  es un punto fijo de  $g$ , es decir, un cero de  $F$  o, lo que es lo mismo, una solución del problema.

Las preguntas obvias en este momento son:

- a) ¿Cómo se halla una  $g$  adecuada?
- b) ¿Cómo se sabe si  $X_i$  converge?
- c) ¿Con qué rapidez converge?
- d) ¿Converge a la solución buscada?

La respuesta a la primera pregunta nos va a llevar a los distintos métodos que veremos, pues, dependiendo de la filosofía utilizada para elegir la función de iteración  $g$ , tendremos uno u otro.

La segunda pregunta tiene respuesta no simple en el marco del Análisis Matemático y es positiva exigiendo a las funciones en cuestión ciertas condiciones de regularidad o buen comportamiento que, en la práctica, resultan frecuentemente difíciles de verificar.

Por su parte, la tercera pregunta plantea un problema obviamente complejo que tiene una doble vertiente. Por un lado, la de la velocidad propia del método, independientemente del número de operaciones para llevarlo a cabo, y que suele ser contestado en el estudio de la convergencia. Y, por otro lado, la vertiente de la cantidad de operaciones que puede, a la vez, hacer de rémora y producir errores de redondeo debidos a la aritmética computacional. Existen, por otra parte, técnicas que permiten acelerar la convergencia de una sucesión de la que se sabe que converge.

Por último, solo la valoración del resultado obtenido podrá arrojar algo de luz en el problema de decidir si la solución encontrada es la que se esperaba.

El cuadro siguiente pretende dar una visión general de los métodos numéricos más utilizados históricamente. Los más utilizados en la actualidad se exponen más adelante en detalle y con ejemplos.

## 1

**Método de aproximaciones sucesivas (de punto fijo)**

Métodos de Hardy-Cross

- Con el sistema de ecuaciones de los nudos (Cross, 1936)
- Con el sistema de ecuaciones de las mallas (Cross, 1936)

Métodos de la Teoría Lineal

- Con el sistema de ecuaciones de las líneas (Wood y Charles, 1972)
- Con el sistema de ecuaciones de los nudos (Isaacs y Mills, 1980)

**Métodos de Newton-Raphson y sus derivados**

- Con el sistema de ecuaciones de los nudos (Martin y Peters, 1963)
- Con el sistema de ecuaciones de las mallas (Epp y Fowler, 1970)

**Métodos de tipo gradiente**

- Con el sistema de ecuaciones de nudos y líneas (Todini y Pilati, 1987)
- Extensiones y modificaciones más eficientes (Salgado y otros, 1993)

**5.2. Método de aproximaciones sucesivas***Descripción del método*

Dado el problema no lineal

$$F(X) = 0$$

el método consiste en transformarlo en este otro problema:

$$X = g(X)$$

donde  $g$  debe ser determinada y satisfacer ciertos requisitos que aseguren la convergencia.

No hay regla fija para la obtención de  $g$ . Una forma natural de obtención de  $g$  consiste en sumar  $X$  a los dos miembros de  $F(X) = 0$  para obtener  $X = g(X) := X + F(X)$ , que no siempre es apropiada. Otra posible forma consiste en  $X = g(X) := X + \beta F(X)$ , siendo  $\beta > 0$  un número a determinar. Este método permite, a veces, acelerar la convergencia.

En general, la elección de  $g$  no es indiferente. De una elección juiciosa depende el éxito y la velocidad en la iteración.

Elegida una función de iteración  $g$  el método consiste en

1. Dar  $X_0$ , aproximación inicial (caudales y/o alturas, correcciones de malla iniciales)
2. Obtener  $X_{i+1} = g(X_i)$ ,  $i = 0, 1, \dots$  hasta que se satisfaga un determinado criterio de convergencia o hasta un número máximo de iteraciones

Las formulaciones descritas en la sección anterior permiten escribir el sistema a resolver, como comprobaremos después, en la forma

$$[A(X)]X = b \quad (9.8)$$

siendo  $A(X)$  una matriz cuadrada en la que sus elementos,  $a_{ij}(X)$  dependen del propio vector de incógnitas  $X$ . El método de aproximaciones sucesivas consistirá en:

1. Proporcionar un  $X_0$  inicial.
2. Hallar  $X_{i+1} = [A(X_i)]^{-1}b$ ,  $i = 0, 1, \dots$  hasta convergencia o límite de iteraciones

o, equivalentemente,

- 2'. Hallar  $X_{i+1}$  solución del sistema lineal  $[A(X_i)]X_{i+1} = b$ ,  $i = 0, 1, \dots$  hasta convergencia o límite de iteraciones,

ya que resulta más económico y estable resolver un sistema lineal que invertir una matriz. Nótese que al estar  $[A(X_i)]$  particularizada en  $X_i$ , que es conocido,  $[A(X_i)]$  es una matriz numérica.

Con frecuencia, el método se presenta de forma incremental. Se denota por  $\delta X_i$  a la diferencia  $X_{i+1} - X_i$  y se expresa

$$[A(X_i)](X_i + \delta X_i) = b$$

o

$$[A(X_i)]\delta X_i = b - [A(X_i)]X_i = r_i$$

A  $r_i$  se lo llama residuo.

El algoritmo de cálculo es

1. Dar  $X_0$
2. Para  $i = 0$  hasta *maxiter*
  - Calcular  $[A(X_i)]$  y  $r_i = b - [A(X_i)]X_i$
  - Calcular  $|r_i|$ .
  - ¿ $|r_i| < \text{ftol}$ ?
  - SI: salir
  - NO: continuar
  - Calcular  $\delta X_i$  resolviendo el sistema  $[A(X_i)]\delta X_i = r_i$
  - Obtener  $X_{i+1} = X_i + \delta X_i$
  - Calcular  $|\delta_i|$ .
  - ¿ $|\delta_i| < \text{xtol}$ ?
  - SI: salir
  - NO: continuar
  - Acabar para  $i$

La convergencia del método queda garantizada si  $[A(X)]^{-1}b$  es lo que se conoce como una contracción estricta. En la mayor parte de los casos esta condición no se puede comprobar fácilmente. Para evitar caer en un bucle sin fin se utiliza una variable, como *maxiter*, que limita el número de iteraciones. Por otra parte, las variables *ftol* y *xtol* son tolerancias que permiten detener el proceso de iteración cuando se está suficientemente cerca de la solución, ya sea porque la función es prácticamente nula en el  $X_i$  actual, o porque la variación  $\delta X_i$  entre iteraciones es despreciable.

El método sistemático más antiguo para resolver el problema de flujo estacionario en una red de tuberías es el método de Hardy-Cross, que es una adaptación del método de la distribución de momentos de la ingeniería estructural de 1936. Antes de la aparición de los ordenadores al final de los años 60, resultó ser un método popular y muy valorado porque los cálculos de las iteraciones pueden ser hechos a mano. Aunque puede ser considerado el precursor de los métodos computacionales actuales, sus problemas de convergencia para grandes sistemas, conteniendo bombas y válvulas diversas, hace que no sea de utilización en la actualidad, por lo que tampoco será considerado aquí. Durante el último cuarto del siglo pasado, el método de Newton, y más recientemente, los métodos tipo gradiente han probado su clara superioridad y actualmente son utilizados por paquetes informáticos que permiten calcular redes de gran tamaño incluso en ordenadores personales.

### 5.3. El método de Newton

Aunque los métodos de aproximaciones sucesivas son muy fáciles de implementar, su velocidad de convergencia puede en muchas ocasiones resultar un poco lenta. Por esa razón es a menudo conveniente utilizar un método con mejores características de convergencia, como por ejemplo el *método de Newton-Raphson* llamado, a veces, *de Newton*, simplemente.

*El método de Newton-Raphson para sistemas de ecuaciones no lineales*

Consideremos de nuevo el sistema no lineal de  $n$  ecuaciones con  $n$  incógnitas (9.8):

$$A(X)X = C$$

El desarrollo de Taylor de orden 1 alrededor de un punto  $X^0$ , para la función

$$F(X) = A(X)X - C$$

despreciando términos de orden superior o igual a 2, permite aproximar  $F(X)$  mediante

$$F(X) \approx F(X^0) + J^0 dX$$

Si  $X$  es la solución del sistema, se tiene

$$F(X) = F(X^0) + J^0 dX \approx 0 \quad (9.9)$$

donde  $J^0$  es la denominada matriz Jacobiana de la función  $F$  particularizada en el punto  $X^0$ . Cada fila de la matriz Jacobiana  $J$  está formada por las derivadas parciales de la función  $F_j$  ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) respecto de las variables asociadas a cada columna, es decir:



$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial X_1} & \frac{\partial F_1}{\partial X_2} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial X_n} \\ \frac{\partial F_2}{\partial X_1} & \frac{\partial F_2}{\partial X_2} & \dots & \frac{\partial F_2}{\partial X_n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial F_n}{\partial X_1} & \frac{\partial F_n}{\partial X_2} & \dots & \frac{\partial F_n}{\partial X_n} \end{bmatrix}$$

Si el determinante de  $J$ ,  $|J|$ , es no nulo, es decir, si  $J$  es invertible, se tiene

$$dX = X - X^{(0)} = J^{-1}(F(X^{(0)}))$$

es decir,

$$X = X^{(0)} - J^{-1}(F(X^{(0)}))$$

Ya que se utiliza solo el primer término del desarrollo de Taylor, no cabe esperar que el  $X$  obtenido coincida precisamente con la solución. Pero la repetición de este proceso de forma iterativa, deseablemente, aproxima la solución.

La expresión de iteración es, pues,

$$X^{(i+1)} = X^{(i)} + dX^{(i)} = X^{(i)} - [J(X^{(i)})]^{-1} F(X^{(i)}) \quad (9.10)$$

En la expresión anterior  $X^{(i+1)}$  representa un vector deseablemente más próximo a la solución final que  $X^{(i)}$ , mientras que  $[J(X^{(i)})]^{-1}$  es la matriz inversa de la Jacobiana particularizada en  $X^{(i)}$ . El vector  $F(X^{(i)})$  se denomina vector de residuos para la aproximación  $X^{(i)}$ , o sea, un vector que contiene los desequilibrios observados en cada ecuación para la situación actual, los cuales hay que tratar de anular en las sucesivas iteraciones.

Aunque en un primer análisis pueda parecer que es necesario determinar, en cada iteración, la inversa de la matriz Jacobiana  $J$ , la expresión (9.10) permite obtener una metodología numérica mucho más eficiente, que consiste en resolver el sistema lineal:

$$[J(X^{(i)})] dX^{(i)} = -F(X^{(i)})$$

Se puede implementar entonces un esquema simple de resolución definido por los siguientes pasos:

- Inicializar el contador de iteraciones ( $i = 0$ ) y fijar un valor arbitrario de los valores iniciales del vector de soluciones  $X = X^i$ . Conviene recordar que la convergencia del método de Newton es cuadrática y, por tanto, muy rápida, pero necesita que la aproximación inicial esté suficientemente cerca de la solución. En caso contrario, no hay garantía de convergencia.
- Calcular el vector de residuos  $F(X^i)$ , utilizando el valor inicial o el recién calculado  $X^i$ .
- Calcular los coeficientes de la matriz Jacobiana  $J(X^i)$ , que dependen de este vector actualizado  $X^i$ .
- Resolver el sistema de ecuaciones:

$$[J(X^{(i)})] dX^{(i)} = -F(X^{(i)})$$

- e) Calcular un nuevo conjunto de valores para el vector de soluciones modificando el vector anterior mediante el vector de corrección obtenido:

$$X^{(i+1)} = X^{(i)} + \delta X^{(i)}$$

- f) Comparar  $X^{(i+1)}$  con  $X^{(i)}$ . Si la diferencia en alguna componente es superior a la tolerancia máxima admitida, entonces se incrementa en una unidad el contador de iteraciones y se repiten las operaciones desde el punto (b); en caso contrario, se da por concluido el proceso de cálculo.

Veamos ahora con cierto detalle cómo se implementa el método de Newton en la práctica. Examinaremos un caso sencillo de modo que los cálculos puedan ser realizados incluso a mano, aunque aquí utilizaremos una hoja de cálculo. Para ello vamos a considerar el problema de los tres depósitos representado en la Figura siguiente y lo resolveremos utilizando el método de Newton para las tres formulaciones vistas.

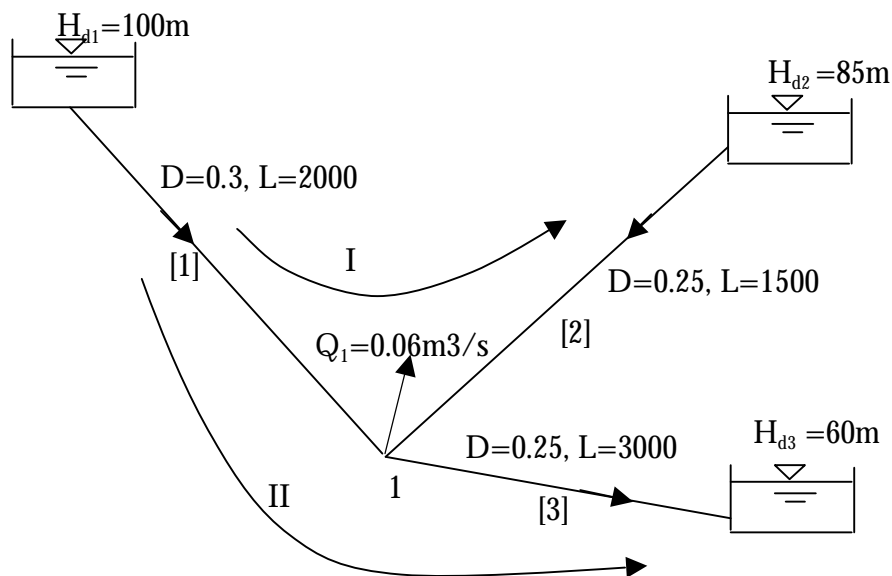


Figura 9.5 El problema de los tres depósitos

Observamos que hay cuatro nudos, tres de altura conocida ( $H_{d1} = 100\text{m}$ ,  $H_{d2} = 85\text{m}$ ,  $H_{d3} = 60\text{m}$ ) y uno de consumo ( $Q_1 = 0.06\text{m}^3/\text{s}$ ) identificado con el número 1. Hay tres líneas reales que conectan los depósitos con el nudo 1, identificadas mediante [1], [2] y [3], más dos ficticias que unen los depósitos  $d1$  con  $d2$  y  $d1$  con  $d3$ , por ejemplo. No existe ninguna malla real pero existen dos ficticias, denotadas por I y II. Obsérvese cómo se verifica  $M = L - N + 1$ .

#### Método de Newton aplicado a la formulación por líneas

Las ecuaciones en  $q$  son

$$F_1 := q_1 + q_2 - q_3 - Q_1 = 0$$

$$F_2 := R_1 q_1 |q_1| - R_2 q_2 |q_2| - H_{d1} + H_{d2} = 0$$

$$F_3 := R_1 q_1 |q_1| + R_3 q_3 |q_3| - H_{d1} + H_{d3} = 0$$

es decir,

$$q_1 + q_2 - q_3 - 0.06 = 0$$

$$1224.1q_1|q_1| - 2284.47q_2|q_2| - 15 = 0$$

$$1224.1q_1|q_1| + 4568.93q_3|q_3| - 40 = 0$$

La siguiente figura presenta los cálculos realizados en Excel.

Newton-Líneas									
Datos de la red						Iteraciones	Residuos	Ecuación	
Línea	f	L	D	A	R	$q_0$	$F_0$		
1	0,018	2000	0,3	0,0707	1224,10	0,1	0	Nudo 1	
2	0,018	1500	0,25	0,0491	2284,47	0,05	-8,470152488	Malla 1	
3	0,018	3000	0,25	0,0491	4568,93	0,09	9,249386917	Malla 2	
Nº iteración	MATRIZ JACOBIANA (J)				Corrección ( $\delta q$ )	$q_i = q_{i-1} + \delta q$	$F_i$		
1	1	1	-1	Solución de	-0,010901859	0,11090186	0	Nudo 1	
	244,820318	-228,44673	0	J $\delta q = -F$	0,025393911	0,02460609	-1,327655284	Malla 1	
	244,820318	0	822,408245	J $\delta q = -F$	0,014492052	0,07550795	1,105050866	Malla 2	
				ERROR q =	3,120450E-02		1,727370E+00 =	ERROR F	
2	1	1	-1	Solución de	-0,002680229	0,11358209	0	Nudo 1	
	271,510282	-112,42361	0	J $\delta q = -F$	0,005336474	0,01926962	-0,056263459	Malla 1	
	271,510282	0	689,981763	J $\delta q = -F$	0,002656245	0,0728517	0,041030231	Malla 2	
				ERROR q =	6,535841E-03		6,963517E-02 =	ERROR F	
3	1	1	-1	Solución de	-0,000126181	0,11370827	0	Nudo 1	
	278,072027	-88,041615	0	J $\delta q = -F$	0,000240522	0,01902909	-0,000112669	Malla 1	
	278,072027	0	665,709345	J $\delta q = -F$	0,000114341	0,07273736	7,92232E-05	Malla 2	
				ERROR q =	2,946972E-04		1,377336E-04 =	ERROR F	
4	1	1	-1	Solución de	-2,54658E-07	0,11370852	0	Nudo 1	
	278,380944	-86,942685	0	J $\delta q = -F$	4,80509E-07	0,01902861	-4,48077E-10	Malla 1	
	278,380944	0	664,664513	J $\delta q = -F$	2,25851E-07	0,07273714	3,12433E-10	Malla 2	
				ERROR q =	5,898533E-07		5,462484E-10 =	ERROR F	

Figura 9.6 Solución mediante las ecuaciones en  $q$

El rango A5:F7 recoge los datos de la red. Obsérvese que se utiliza un factor de fricción  $f = 0.018$ . La columna encabezada con **A** recoge la sección de las líneas y la encabezada con **R** la resistencia de cada una de ellas. El encabezamiento  $q_0$  proporciona una inicialización de los caudales que satisface la ecuación de continuidad en el nudo 1, como se pone de manifiesto con el valor de la celda H5 que contiene exactamente la ecuación  $F_1$ , por lo que su valor es 0. Las celdas H6 y H7 contienen las ecuaciones de las mallas  $F_2$  y  $F_3$ , y sus valores no nulos expresan que los caudales asignados no son compatibles con las pérdidas que originan. Estas tres celdas contienen, pues, lo que hemos denominado **residuos** o 'incumplimiento' de las ecuaciones.

El rango B10:D12 contiene la matriz Jacobiana de las tres ecuaciones  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$ .

$$J = \begin{pmatrix} 1 & 1 & -1 \\ 2R_1q_1\text{signo}(q_1) & -2R_2q_2\text{signo}(q_2) & 0 \\ 2R_1q_1\text{signo}(q_1) & 0 & 2R_3q_3\text{signo}(q_3) \end{pmatrix}$$

Al resolver el sistema  $J\delta q = -F_0$ , se obtiene un primer vector de correcciones, (**Corrección  $dq$** ), a aplicar a los caudales, contenido en el rango F10-F12. La norma de este vector (ERROR  $q$ ) está en la celda F13. Los caudales corregidos,  $q_i = q_{i-1} + dq$ , están en el rango G10-G12 y los nuevos residuos,  $F_i$ , en el rango H10-H12, cuyas celdas contienen copias de las ecuaciones  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$ , respectivamente. En H13 está la norma de este vector de residuos (ERROR  $F$ ). Esto completa la primera iteración.

El resto de iteraciones (en la hoja se puede ver hasta la cuarta) se llevan a cabo de idéntica manera. En Excel bastará copiar el rango B10-I12 y automáticamente se reproducirán los cálculos para la segunda iteración. Análogamente con las demás. Puede verse la rapidez de convergencia, que para el método de Newton se prueba es cuadrática en general.

El cálculo de la altura en el nudo 1 es inmediato a partir de las pérdidas en cualquiera de las líneas.

#### *Método de Newton aplicado a la formulación por nudos*

Las ecuaciones de los nudos, son ecuaciones en  $H$ . Ya que en este caso solo existe un nudo de consumo, se tiene una única ecuación, referida al nudo 1:

$$F_1 := \text{signo}(H_{d1} - H_1) \sqrt{\frac{|H_{d1} - H_1|}{R_1}} + \text{signo}(H_{d2} - H_1) \sqrt{\frac{|H_{d2} - H_1|}{R_2}} + \\ + \text{signo}(H_{d3} - H_1) \sqrt{\frac{|H_{d3} - H_1|}{R_3}} - 0.06 = 0$$

es decir,

$$F_1 := \text{signo}(100 - H_1) \sqrt{\frac{|100 - H_1|}{1224.10}} + \text{signo}(85 - H_1) \sqrt{\frac{|85 - H_1|}{2284.47}} + \\ + \text{signo}(60 - H_1) \sqrt{\frac{|60 - H_1|}{4568.93}} - 0.06 = 0$$

Se trata de una única ecuación dependiente de solo una incógnita  $F(H) = 0$ . En este caso el Jacobiano se reduce a la derivada de  $F$ :

$$F'(H) = \frac{1}{2\sqrt{R_1} \sqrt{|H_{d1} - H_1|}} + \frac{1}{2\sqrt{R_2} \sqrt{|H_{d2} - H_1|}} + \frac{1}{2\sqrt{R_3} \sqrt{|H_{d3} - H_1|}}.$$

En el caso unidimensional la fórmula iterativa del método de Newton es

$$H^{(i+1)} = H^{(i)} - \frac{F(H^{(i)})}{F'(H^{(i)})}, \quad i = 0, 1, \dots$$

Si proporcionamos una estimación de la altura en el nudo 1, por ejemplo,  $H^0 = 82$ , los cálculos sucesivos son los que aparecen en la figura siguiente, de interpretación inmediata.

Newton-Nodos								
Datos de la red					Iteraciones	Residuos	Ecuación	
Línea	f	L	D	A	R	H <sub>0</sub>	F <sub>0</sub>	
1	0,018	2000	0,3	0,0707	1224,10			
2	0,018	1500	0,25	0,0491	2284,47			
3	0,018	3000	0,25	0,0491	4568,93	82	0,028110	Nudo 1
Nº iteración	MATRIZ JACOBIANA (J)			Corrección (ΔH)		H <sub>0</sub> =H <sub>i-1</sub> -ΔH	F <sub>i</sub>	
1	0,010985			F/J=	2,558896204	84,5588962	-0,007107	
2	0,020880			F/J=	-0,340364866	84,2185313	-0,000766	
3	0,016934			F/J=	-0,045250785	84,1732806	-0,000008	
4	0,016502			F/J=	-0,000458973	84,1728216	0,000000	
5	0,016599			F/J=	-4,4665E-08	84,1728215	0,000000	

Figura 9.7 Solución mediante las ecuaciones en H

Obsérvese cómo tanto las correcciones obtenidas en sucesivas iteraciones como los residuos son de magnitudes realmente pequeñas. Conocida la altura en el nudo 1, es ahora posible calcular los caudales que discurren por las líneas.

#### Método de Newton aplicado a la formulación por mallas

Las ecuaciones en  $\Delta q$  de las dos mallas existentes ya se han mostrado en la formulación por líneas. No obstante, ahora los caudales en las líneas se expresan como un juego de caudales estimados,  $q_i^*$ , modificados con las correcciones de malla,  $\Delta q_1$  y  $\Delta q_2$ , que se desean calcular. Así, las ecuaciones de las mallas son

$$F_1 := R_1(q_1^* + \Delta q_1 + \Delta q_2) | q_1^* + \Delta q_1 + \Delta q_2 | - R_2(q_2^* + \Delta q_1) | q_2^* + \Delta q_1 | - H_{d1} + H_{d2} = 0$$

$$F_2 := R_1(q_1^* + \Delta q_1 + \Delta q_2) | q_1^* + \Delta q_1 + \Delta q_2 | + R_3(q_3^* + \Delta q_2) | q_3^* + \Delta q_2 | - H_{d1} + H_{d3} = 0$$

que, para los valores ya dados más arriba se escriben

$$F_1 := 1224,1(0,1 + \Delta q_1 + \Delta q_2) | 0,1 + \Delta q_1 + \Delta q_2 | - 2284,47(0,05 + \Delta q_1) | 0,05 + \Delta q_1 | - 15 = 0$$

$$F_2 := 1224,1(0,1 + \Delta q_1 + \Delta q_2) | 0,1 + \Delta q_1 + \Delta q_2 | + 4568,93(0,09 + \Delta q_2) | 0,09 + \Delta q_2 | - 40 = 0$$

La siguiente figura presenta los cálculos realizados en Excel.

Newton-Mallas									
Datos de la red						Iteraciones		Residuos	Ecuación
Línea	f	L	D	A	R	$q_0$	$\Delta q$	$F_0$	
1	0,018	2000	0,3	0,0707	1224,10	0,1			
2	0,018	1500	0,25	0,0491	2284,47	0,05	0	-8,470152	Malla 1
3	0,018	3000	0,25	0,0491	4568,93	0,09	0	9,249387	Malla 2
Nº iteración	MATRIZ JACOBIANA (J)			Corrección ( $\delta\Delta q_i$ )		$q_i = q_0 + \Delta q$	$\Delta q_i = \Delta q_1 - \delta\Delta q$	$F_i$	
1	473,2671	244,8203		Solución de $J\delta\Delta q = -F$	-0,025393911	0,11090186	0,025393911	-1,327655	Malla 1
	244,8203	1067,2286			0,014492052	0,02460609	-0,014492052	1,105051	Malla 2
				ERROR $\Delta q =$	2,923617E-02	0,07550795		1,7274E+00 = ERROR F	
2	383,9339	271,5103		Solución de $J\delta\Delta q = -F$	-0,005336474	0,11358209	0,030730384	-0,056263	Malla 1
	271,5103	961,4920			0,002656245	0,01826962	-0,017148297	0,041030	Malla 2
				ERROR $\Delta q =$	5,961005E-03	0,0728517		6,9635E-02 = ERROR F	
3	386,1136	278,0720		Solución de $J\delta\Delta q = -F$	-0,000240522	0,11370827	0,030970907	-0,000113	Malla 1
	278,0720	943,7814			0,000114341	0,01902909	-0,017262638	0,000079	Malla 2
				ERROR $\Delta q =$	2,663169E-04	0,07273736		1,3773E-04 = ERROR F	
4	365,3236	278,3809		Solución de $J\delta\Delta q = -F$	-4,80509E-07	0,11370852	0,030971387	0,000000	Malla 1
	278,3809	943,0455			2,25851E-07	0,01902961	-0,017262864	0,000000	Malla 2
				ERROR $\Delta q =$	5,308403E-07	0,07273714		5,4625E-10 = ERROR F	

Figura 9.8 Solución por las ecuaciones de las mallas

Además de los datos ya conocidos, esta hoja contiene en el rango G5:G7 una estimación inicial de los caudales que deberán ser modificados mediante correcciones de malla  $\Delta q_1$  y  $\Delta q_2$  (que se han inicializado a 0). Que los caudales estimados no son los correctos se pone de manifiesto porque el rango I6:I7, que contiene las ecuaciones de las mallas no está a 0, lo que muestra la incompatibilidad de los caudales estimados con las ecuaciones.

Como siempre para el método de Newton se calcula la matriz Jacobiana, que está contenida en el rango B10:C11 para la primera iteración. Al resolver el sistema  $J\delta\Delta q = -F_0$  se obtienen correcciones de los caudales de malla que se ven en el rango H10:H11, lo que permite actualizar los caudales (rango G10:G12) de las tres líneas, con los que se pueden calcular nuevos valores para los residuos (rango I10:I11). El proceso de iteración se continúa análogamente. Podemos ver que, de nuevo, tras cuatro iteraciones se obtiene convergencia.

#### Método de Newton utilizando la herramienta 'SOLVER' de Excel

Además de los paquetes comerciales existentes en el mercado hay herramientas de distribución generalizada que pueden ser utilizadas en el Análisis estático de redes de

distribución de agua. En este apartado consideramos una red algo mayor que la de los ejemplos anteriores y utilizamos las ecuaciones en  $q$  para encontrar la distribución de caudales. Se considera el sistema mallado de la figura siguiente en la que se muestran los datos físicos de las líneas, las demandas en los nudos y numeraciones de los elementos de la red, así como convenciones de signos adecuadas.

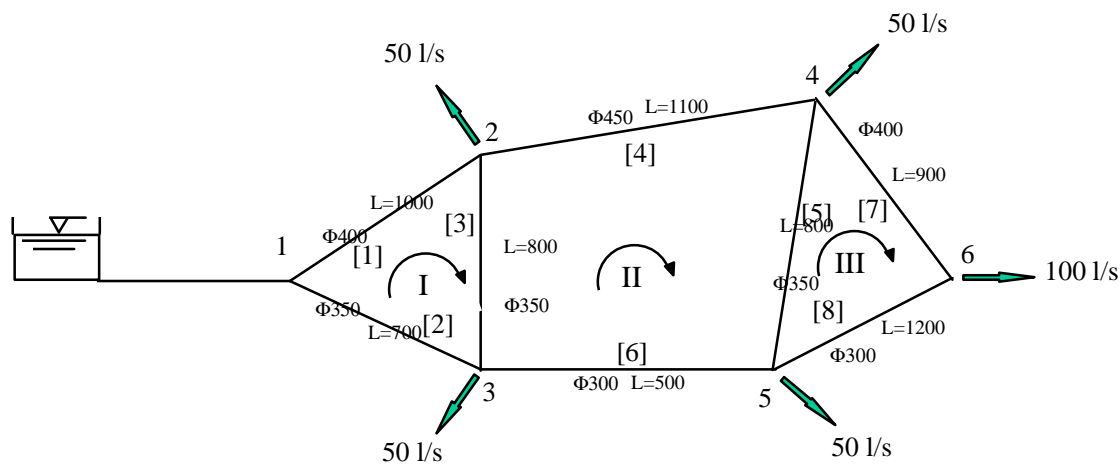


Figura 9.9 Red mallada a calcular

Para el cálculo de las resistencias de las líneas se utiliza la fórmula de Darcy con factor de fricción  $f = 0.018$ . Así se obtienen los valores de la siguiente tabla

Línea	1	2	3	4	5	6	7	8
Resistencias	145.2	198.2	226.5	88.6	226.5	306.0	130.7	734.4

A continuación procedemos a realizar una hipótesis de caudales que verifique las ecuaciones de continuidad en los nudos. Tal hipótesis se muestra en la Figura 9.10 y se hace a estima procurando que circule más caudal por las líneas de menor resistencia.

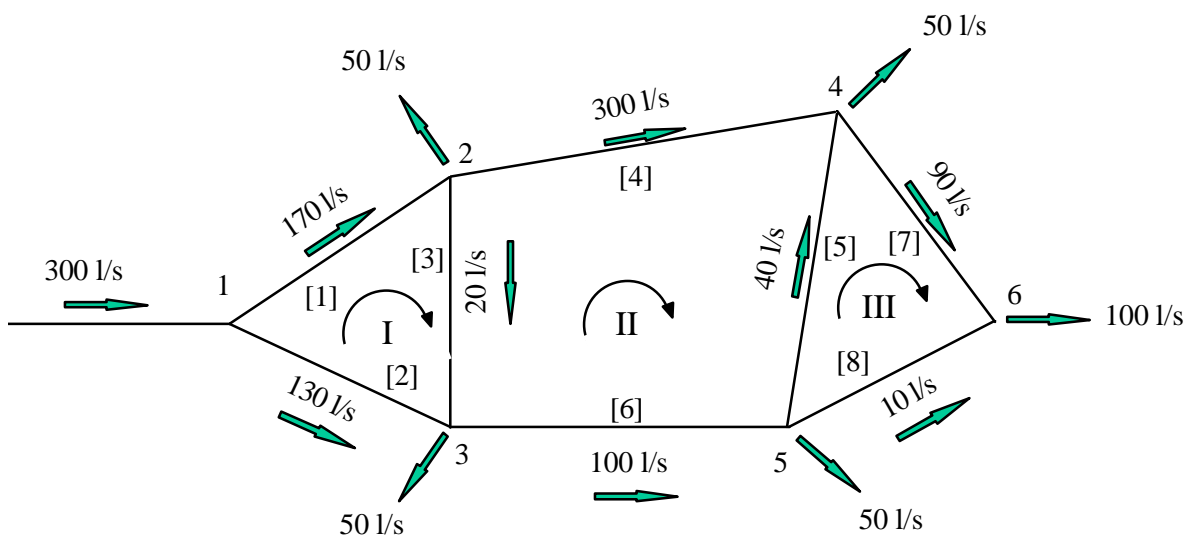


Figura 9.10 Caudales iniciales



La tabla puede organizarse como en la siguiente figura

Utilización de SOLVER para el análisis estacionario de redes de distribución de agua							
R	Q Iniciales	Q auxiliares	Q iteración	Ecuaciones		Residuos	
145,2	q1	0,17	0,17000	0,17	Nudo 1	0,00000	0,00000
198,2	q2	0,13	0,13000	0,13	Nudo 2	0,00000	0,00000
226,5	q3	0,02	0,02000	0,02	Nudo 3	0,00000	0,00000
88,6	q4	0,1	0,10000	0,1	Nudo 4	0,00000	0,00000
226,5	q5	0,04	0,04000	0,04	Nudo 5	0,00000	0,00000
308	q6	0,1	0,10000	0,1	Nudo 6	0,00000	0,00000
130,7	q7	0,09	0,09000	0,09	Malla 1	0,93730	0,87953
734,4	q8	0,01	0,01000	0,01	Malla 2	-2,62700	6,90113
	Q1	0,3	0,30000	0,30000	Malla 3	1,34763	1,81611
						9,59577	Sumaresid

Figura 9.11 Hoja de cálculo con caudales inicializados

En la primera columna, rango A3:A10, están las resistencias.

Luego hay una zona de caudales. El rango C3:C11 contiene la inicialización de la figura anterior, junto con el caudal aportado por el depósito, que es de 300l/s en la celda C11. El rango D3:D11 es una columna de caudales auxiliares y las celdas E3:E11 contienen valores de los caudales que SOLVER irá refrescando con cada iteración, de modo que al final la solución se podrá leer en dicho rango. En la figura, estos caudales contienen los valores de inicialización.

El rango G3:G11 contiene las ecuaciones de la formulación elegida: las celdas G3:G8 las ecuaciones de continuidad en los 6 nudos y las G9:G11 las ecuaciones de las 3 mallas. La siguiente figura presenta parte de la hoja de cálculo anterior pero mostrando ahora en formato Excel las fórmulas contenidas en estas celdas.



	F	G	H	
1	Análisis estacionario de redes de distribución de agua			
2		Ecuaciones	Residuos	
3		Nudo 1 =E11-E3-E4	=G3^2	
4		Nudo 2 =E3-E6-E5-0,05	=G4^2	
5		Nudo 3 =E4+E5-E8-0,05	=G5^2	
6		Nudo 4 =E6+E7-E9-0,05	=G6^2	
7		Nudo 5 =E8-E7-E10-0,05	=G7^2	
8		Nudo 6 =E9+E10-0,1	=G8^2	
9		Malla 1 =145,2*E3*ABS(E3)-198,2*E4*ABS(E4)+226,5*E5*ABS(E5)	=G9^2	
10		Malla 2 =-226,5*E5*ABS(E5)+88,6*E6*ABS(E6)-226,5*E7*ABS(E7)-306*E8*ABS(E8)	=G10^2	
11		Malla 3 =226,5*E7*ABS(E7)+130,7*E9*ABS(E9)-734,4*E10*ABS(E10)	=G11^2	
12			=SUMA(H3:H11)	Sumares
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				

Figura 9.12 Ecuaciones en  $q$

La herramienta SOLVER puede resolver el problema mediante la minimización de los residuos o grado de incumplimiento de las ecuaciones. Los cuadrados de los residuos están en el rango H3:H11 y la celda H12 contiene su suma. Este será el valor que SOLVER minimizará variando adecuadamente los valores de las celdas E3:E10. En la Figura 9.11 puede verse cómo el valor de la celda H12 es no nulo, lo que significa que las ecuaciones (de las mallas) no se verifican para la distribución inicial de caudales dada.

Para obtener la solución se activa la herramienta SOLVER y aparece el cuadro de diálogo de la Figura 9.13. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Introducir en el campo “Celda objetivo” la dirección H12, que corresponde a la celda que acumula la suma de los cuadrados de los residuos.
- Seleccionar “Mínimo” en las opciones sobre “Valor de la celda objetivo”
- Introducir en el campo “Cambiano las celdas” el rango E3:E10 que corresponde a los caudales que se deben ir ajustando iteración a iteración y que en el momento actual tienen asignados los valores iniciales.
- Activar el botón “Opciones” que permite controlar de formas diversas el proceso iterativo de solución. En el cuadro de diálogo que aparece (ver Figura 9.14), se puede seleccionar, entre otras opciones, los parámetros de detención del proceso iterativo por tiempo y tolerancias y también el método de minimización empleado. En este caso está seleccionado el de Newton.



Figura 9.13 Parámetros de Solver

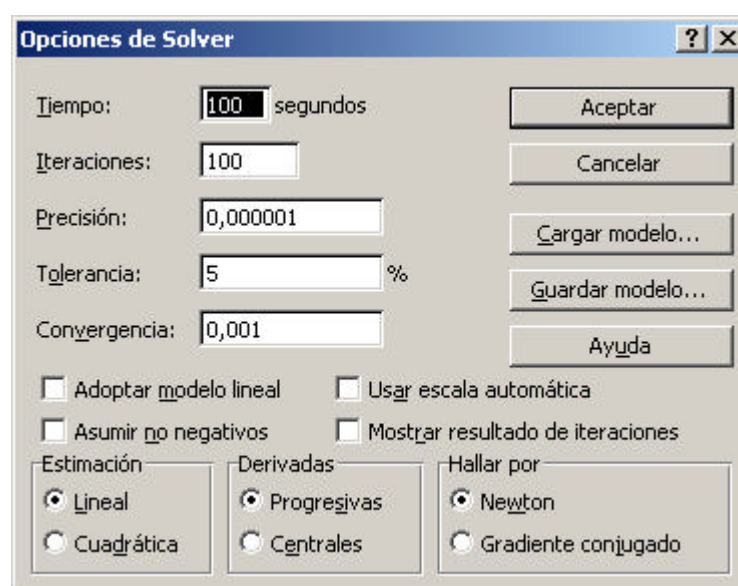


Figura 9.14 Opciones de Solver

Al “Aceptar” en el cuadro de diálogo “Opciones de Solver” y “Resolver” en el cuadro “Parámetros de Solver”, se lleva a cabo el cálculo. Para los parámetros seleccionados se produce el resultado de la Figura 9.15. Observamos cómo la celda a minimizar toma un valor no nulo, pero mucho más pequeño que en la Figura 9.11, lo que supone un grado de cumplimiento de las ecuaciones mucho mayor.

Es posible ahora aceptar los valores como definitivos o modificar el parámetro “Convergencia” de “Opciones de Solver” si se quiere obtener un grado de cumplimiento de las ecuaciones todavía mayor.

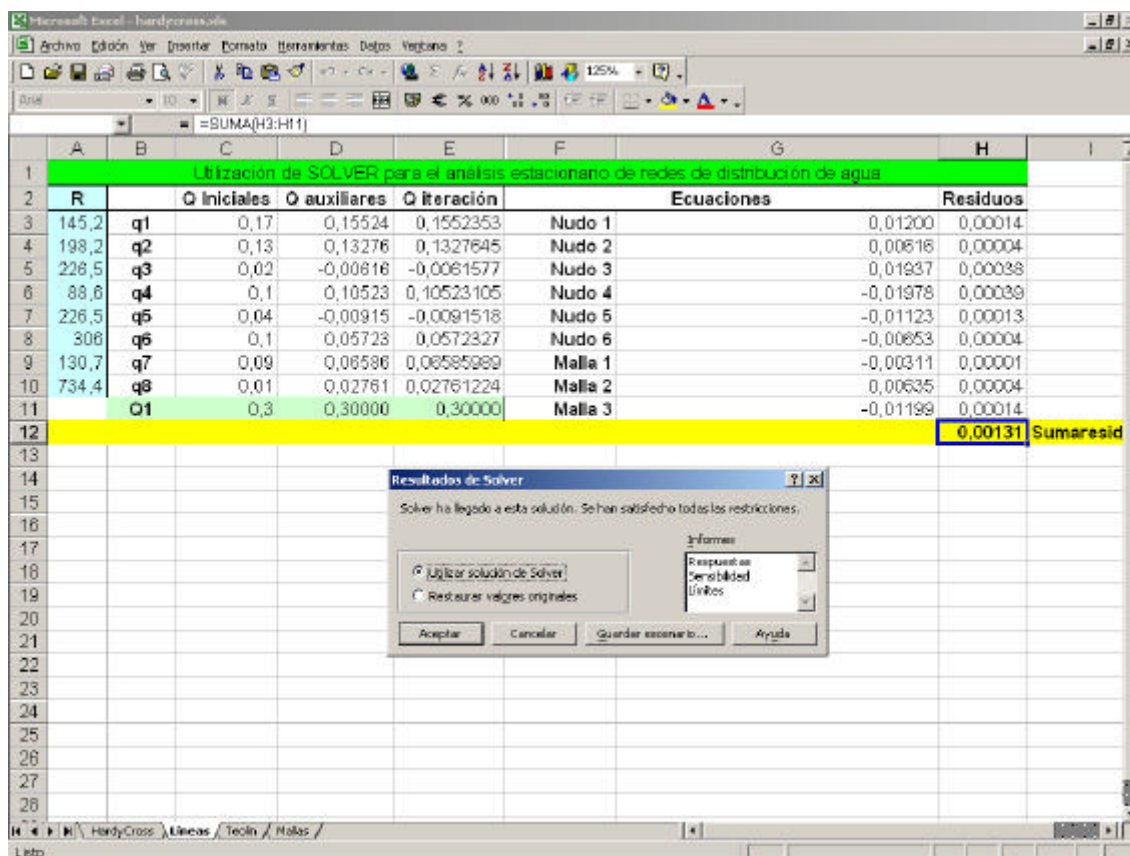


Figura 9.15 Solución de Solver al problema

#### 5.4. Variantes del método de Newton.

Las variantes del método de Newton pretenden, por un lado, reducir el número de operaciones necesarias para la evaluación y factorización de la matriz Jacobiana en cada iteración y, por otro, evitar tener que proveer las expresiones explícitas de dicha matriz, no siempre disponibles.

La primera idea que surge para evitar tener que resolver el sistema  $J_i \delta X_i = r_i$  en cada iteración, es aproximar la matriz  $J_i$  por  $J_0$  en cada iteración. De esta manera, solo se realiza una vez el cálculo de la matriz jacobiana para el  $X_0$  inicial y, de emplear un método de descomposición tipo  $LU$ , la factorización sirve para cada paso del proceso iterativo. Si se tiene en cuenta que factorizar una matriz y resolver el sistema supone del orden de  $n^3$  operaciones, mientras que solo resolverlo supone del orden de  $n^2$  operaciones, puede verse que el ahorro es grande, especialmente para  $n$  grande. La contrapartida a este ahorro de operaciones es, desgraciadamente, la pérdida del buen orden de convergencia del Método de Newton. Mientras el método de Newton tiene orden de convergencia cuadrático, para esta variante es tan solo lineal. Esto va a suponer un mayor número de iteraciones y por tanto un incremento de operaciones. Un compromiso entre ambos extremos puede ser el de actualizar y factorizar la matriz jacobiana cada cierto número de iteraciones, manteniéndose constante entre actualizaciones. Este esquema acelerará la convergencia del proceso, sin llegar a la convergencia cuadrática del método de Newton.

Los métodos cuasi-Newton resuelven en cada iteración el sistema  $J_i^* \delta X_i = r_i$ , donde  $J_i^*$  es una aproximación de matriz jacobiana calculada de maneras diversas. Sus diferencias estriban

en el modo en cómo es actualizada dicha matriz. Puesto que la matriz utilizada no es la matriz Jacobiana, la convergencia no puede esperarse sea cuadrática; sin embargo, al ser actualizada en cada paso, cabe esperar una convergencia mejor que la del método de Newton modificado. Puede probarse que el orden de convergencia de estos métodos está entre 1 y 2. Se dice en tal caso que la convergencia es superlineal. De entre las diferentes alternativas existentes, una de las más conocidas y empleadas se debe a Broyden (1965 y 1973).

### 5.5. Métodos tipo gradiente

Estos métodos son un caso particular del método de aproximaciones sucesivas de punto fijo que no precisan de la matriz Jacobiana, por lo que son más económicos que los métodos de Newton y sus variantes, conservando, sin embargo, una convergencia aceptable. Como en los casos anteriores, el problema es, de nuevo,

$$\text{hallar } X \text{ tal que } F(X) = b.$$

Como en el método de punto fijo, se analiza el problema equivalente

$$\text{hallar } X \text{ tal que } X = g(X)$$

eligiendo ahora la función de iteración  $g$  mediante la expresión

$$g(X) = X - \rho(F(X) - b)$$

donde  $\rho > 0$  se determina de modo que  $g$  satisfaga las condiciones de convergencia. Se puede determinar teóricamente un valor óptimo para  $\rho$  que, sin embargo, en la práctica no es de utilidad. Se puede realizar una elección con correcciones sucesivas del valor de  $\rho$  del siguiente modo.

Designemos por  $r_i := F(X_i) - b$ , una vez más, al residuo correspondiente a  $X_i$ . Entonces

$$X_{i+1} = X_i - \rho(F(X_i) - b) = X_i - \rho r_i$$

y se desea que

$$|X_{i+1} - \theta| = |X_i - \rho r_i - \theta|$$

tome el valor más pequeño posible al variar  $\rho$ .

Consideremos la función  $h(\rho) = |X_i - \rho r_i - \theta|^2$  y hallemos su mínimo. Buscamos, pues,  $\rho$  de manera que  $h'(\rho) = 0$ . Ya que la norma de un vector se define  $|v| = +\sqrt{\langle v, v \rangle}$ , donde  $\langle v, v \rangle$  representa el producto escalar, se tiene

$$h(\rho) = |X_i - \theta|^2 - 2\rho \langle X_i - \theta, r_i \rangle + \rho^2 |r_i|^2$$

Y derivando

$$h'(\rho) = -2\langle X_i - \theta, r_i \rangle + 2\rho |r_i|^2,$$

de donde se obtiene, igualando  $h'(\rho)$  a 0,

$$r_i = \frac{\langle X_i - \theta, r_i \rangle}{|r_i|^2}$$

Como  $\theta$  es la solución buscada,  $\rho_i$  no puede obtenerse exactamente, por lo que se aproxima mediante

$$r_i = \frac{\langle X_i - X_{i-1}, r_i \rangle}{|r_i|^2}$$

Así, el algoritmo de cálculo es

- 1) Dar  $X_0$  y  $\rho_0$ .
- 2) Obtener  $X_1 = X_0 - \rho_0(F(X_0) - b)$
- 3) Para  $i = 1$  hasta *maxiter*  
 Obtener  $r_i = F(X_i) - b$   
 Obtener  $\rho_i = \langle X_i - X_{i-1}, r_i \rangle / |r_i|^2$   
 Obtener  $X_{i+1} = X_i - \rho_i r_i$   
 Valorar  $|X_{i+1} - X_i| < xtol$   
 SI: salir  
 NO: continuar  
 Acabar para  $i$ .

Existen estrategias que, bajo las hipótesis necesarias, aseguran convergencia superlineal independientemente del  $\rho_0$  inicial. Además, es posible acelerar la convergencia mediante procedimientos adecuados.

*Aplicación con las ecuaciones de los nudos y de las líneas.*

Desarrollaremos este apartado mediante un ejemplo sobre el que se seguirán los pasos de una implementación del método del gradiente. Consideremos la red de la Figura 9.16 que, además de los datos físicos del problema, incluye una numeración adecuada de nudos, líneas y mallas. El método del gradiente utiliza una formulación que considera las ecuaciones de los nudos y las ecuaciones de las líneas. Los números elementales para esta red son:  $N = 6$  (un nudo de caudal, el 1, y cinco nudos de consumo, del 2 al 6),  $L = 7$  y  $M = 2$ . En este método se define  $N_p$  = número de nudos de consumo, que aquí es 5, y  $N_f$  = número de nudos de caudal o altura fija, que aquí es 1.

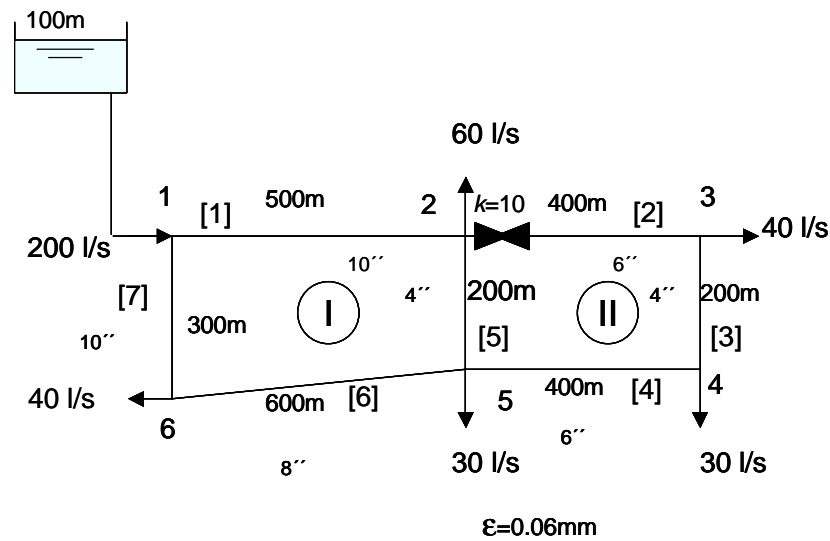


Figura 9.16 Red a estudiar

Las ecuaciones de los nudos para esta red son:

$$q_1 - q_2 - q_5 = 0.06$$

$$q_2 + q_3 = 0.04$$

$$-q_3 + q_4 = 0.03$$

$$q_5 - q_4 + q_6 = 0.03$$

$$-q_6 + q_7 = 0.04$$

Obsérvese que si se denota por  $q = (q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_6, q_7)^t$  el vector columna de caudales desconocidos en las líneas (tamaño  $L \times 1$ , aquí  $7 \times 1$ ) y por  $Q = (Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6)^t$  el vector columna de los consumos en los nudos de consumo (tamaño  $N_p \times 1$ , aquí  $5 \times 1$ ), que aquí vale  $Q = (0.06, 0.04, 0.03, 0.03, 0.04)^t$ , las ecuaciones de los nudos pueden escribirse matricialmente como

$$A_{21}q = Q \quad (9.11)$$

donde la matriz  $A_{21}$  es la matriz traspuesta de  $A_{12}$ , denominada matriz de conectividad, (de tamaño  $L \times N_p$ , aquí  $7 \times 5$ ), que expresa la forma en cómo los nudos de consumo están conectados mediante líneas, utilizando el siguiente convenio: cada fila, correspondiente a una línea, tiene un  $-1$  en la columna correspondiente a su nudo inicial y un  $1$  en la correspondiente a su nudo final; los demás valores de la fila son 0. Aquí la matriz  $A_{12}$  es

$$A_{12} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Las ecuaciones de las líneas son

$$\begin{aligned} R_1 q_1^2 + H_2 &= H_1 \\ R_2 q_2^2 + H_3 - H_2 &= 0 \\ R_3 q_3^2 - H_4 + H_3 &= 0 \\ R_4 q_4^2 + H_4 - H_5 &= 0 \\ R_5 q_5^2 + H_5 - H_2 &= 0 \\ R_6 q_6^2 + H_5 - H_6 &= 0 \\ R_7 q_7^2 + H_6 &= H_1 \end{aligned}$$

También estas ecuaciones pueden ser escritas matricialmente como

$$A_{11}q + A_{12}H = -A_{10}H_f \quad (9.12)$$

donde el vector  $q$  de caudales en las líneas ya ha sido definido, el vector  $H$  de alturas en los nudos de consumo es el vector columna  $H = (H_2, H_3, H_4, H_5, H_6)^t$  (tamaño  $N_p \times 1$ , aquí  $5 \times 1$ ),  $A_{10}$  es una matriz  $L \times N_f$  en la que las filas se corresponden con las líneas y las columnas con los nudos de altura fija; el elemento de una fila  $i$  y columna  $j$  vale  $-1$  si la línea correspondiente a la fila  $i$  está conectada al nodo de altura fija correspondiente a la columna  $j$ ;  $H_f$  es el vector de alturas en los nudos fuente (tamaño  $N_f \times 1$ , aquí  $1 \times 1$ ). Además, la matriz  $A_{11}$  es una matriz diagonal de tamaño  $L \times L$  (aquí  $7 \times 7$ ) con elementos en la diagonal

$$a_{ii} = R_i q_i$$

donde  $R_i$  es la resistencia de la línea. Si en la línea hubiese un grupo elevador estos coeficientes vendrían modificados por la ecuación del grupo y serían

$$a_{ii} = R_i q_i + B_i + \frac{A_i}{q_i}$$

En este caso los valores de  $A_{10}$ ,  $H_f$  y  $A_{11}$  son

$$A_{10} = (-1, 0, 0, 0, 0, 0, -1)^t, \quad H_f = (100)$$

y los elementos de  $A_{11}$  (distintos en cada iteración) se calculan, a partir de los datos de la instalación y de los caudales actuales, que para empezar se inicializan (aquí se han inicializado todos a  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ ), mediante la siguiente tabla, en la que se emplea la fórmula de Colebrook para calcular el factor de fricción, considerando la rugosidad  $\varepsilon = 0.06 \text{ mm}$ , tal como aparece en la Figura 9.16.

Línea	$q^{(0)}$	$f$	$h_f$	$h_f + h_m$	$R$
1	0.1	0.0159	6.22	6.22	622.28
2	0.1	0.0166	66.89	82.21	8220.77
3	0.1	0.0178	271.02	271.02	27101.65
4	0.1	0.0166	66.89	66.89	6688.98
5	0.1	0.0178	270.99	270.99	27098.90
6	0.1	0.0161	23.09	23.09	2308.78
7	0.1	0.0159	3.73	3.73	373.42

Así, la matriz  $A_{11}$  es la matriz diagonal

$$A_{11} = \text{diag}(62.23, 822.08, 2710.16, 668.90, 2709.89, 230.88, 37.34).$$

El sistema de las ecuaciones de los nudos (9.11) es lineal mientras que el de las ecuaciones de las líneas (9.12) no lo es. Ambos sistemas pueden escribirse conjuntamente utilizando representación matricial por bloques:

$$\begin{pmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q \\ H \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -A_{10}H_f \\ Q \end{pmatrix}$$

que es un sistema no lineal de la forma (9.8) con el que se puede utilizar cualquiera de los métodos descritos. Aquí tan solo presentamos, sin justificación, una utilización del método del gradiente que se basa en la solución iterativa como se describe a continuación de las ecuaciones siguientes:

$$(A_{21}G^{-1}A_{12})H^{(k+1)} = -(A_{21}G^{-1})(A_{11}q^{(k)} - A_{10}H_f) - (A_{21}q^{(k)} - Q) \quad (9.13)$$

$$q^{(k+1)} = (I - G^{-1}A_{11})q^{(k)} - G^{-1}(A_{12}H^{(k+1)} - A_{10}H_f) \quad (9.14)$$

donde, por simplicidad, se ha denotado por  $G$  a la matriz diagonal cuyos elementos son

$$g_{ii} = 2R_i q_i$$

En este caso concreto, al no haber bombas, se tiene que  $G = 2A_{11}$ .

Las ecuaciones (9.13) y (9.14) se resuelven de forma iterativa. En primer lugar se resuelve el sistema (9.13). Se trata de un sistema lineal  $N_p \times N_p$  cuya matriz es dispersa, simétrica y definida positiva. Para este tipo de sistemas existen algoritmos específicos que los resuelven con bajo coste computacional y, consecuentemente de manera estable. Una vez obtenida la solución de (9.13), formada por valores de alturas piezométricas en los nudos de consumo, (9.14) permite obtener los caudales de forma explícita. El proceso de solución puede, pues, resumirse así:

1. Elegir un juego de caudales  $q^{(1)}$  (no necesariamente satisfaciendo las ecuaciones de continuidad) para las líneas del sistema y un juego de alturas para los nudos de consumo  $H^{(1)}$ .
2. Para  $k = 1, \dots$  hasta convergencia, resolver (9.13) para obtener  $H^{(k+1)}$
3. Obtener  $q^{(k+1)}$  a partir de (9.14).
4. Comprobar si se han producido modificaciones en el estado de los elementos de la red. Si no hay modificaciones, seguir, de lo contrario, hay que empezar el cálculo con las nuevas hipótesis.
5. Verificar si se ha producido convergencia, dada la tolerancia admitida.

Para la red que estamos considerando ya se puede realizar la primera iteración puesto que las matrices y vectores necesarios ya han sido calculados. El planteamiento, notoriamente matricial realizado se presta a su solución mediante un paquete como MATLAB®.



## ITERACION 1

Al realizar los cálculos indicados en (9.13) y resolver el sistema se obtiene

$$H^{(1)} = \begin{pmatrix} H_2^{(1)} \\ H_3^{(1)} \\ H_4^{(1)} \\ H_5^{(1)} \\ H_6^{(1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 92.000 \\ 164.922 \\ 80.115 \\ 99.317 \\ 97.335 \end{pmatrix}$$

La utilización, ahora, de (9.14) produce

$$q^{(1)} = \begin{pmatrix} q_1^{(1)} \\ q_2^{(1)} \\ q_3^{(1)} \\ q_4^{(1)} \\ q_5^{(1)} \\ q_6^{(1)} \\ q_7^{(1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.114 \\ 0.006 \\ 0.034 \\ 0.064 \\ 0.049 \\ 0.046 \\ 0.086 \end{pmatrix}$$

## ITERACION 2

Además de los vectores recién hallados, cada iteración precisa de la actualización de las matrices  $A_{11}$  y  $G$ . La nueva matriz  $A_{11}$  se calcula mediante una tabla semejante a la anterior. Y, de nuevo, por la misma razón que antes, se tiene que  $G = 2A_{11}$ . Al realizar los cálculos indicados en (9.13) con los nuevos elementos y resolver el sistema se obtiene

$$H^{(2)} = \begin{pmatrix} H_2^{(2)} \\ H_3^{(2)} \\ H_4^{(2)} \\ H_5^{(2)} \\ H_6^{(2)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 92.344 \\ 89.417 \\ 81.613 \\ 91.274 \\ 97.043 \end{pmatrix}$$

Y, de nuevo, con (9.14) se obtiene

$$q^{(2)} = \begin{pmatrix} q_1^{(2)} \\ q_2^{(2)} \\ q_3^{(2)} \\ q_4^{(2)} \\ q_5^{(2)} \\ q_6^{(2)} \\ q_7^{(2)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.112 \\ 0.027 \\ 0.013 \\ 0.043 \\ 0.025 \\ 0.048 \\ 0.088 \end{pmatrix}$$

En la siguiente tabla se recogen los resultados para las cinco primeras iteraciones

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
$H_1$	92.000	92.344	92.747	92.932	92.960
$H_2$	164.922	89.417	82.709	81.468	81.358
$H_3$	80.115	81.613	81.882	81.804	81.780
$H_4$	99.317	91.274	90.362	89.888	89.812
$H_5$	97.335	97.043	96.843	96.743	96.727
$q_1$	0.114	0.112	0.1085	0.1070	0.10667
$q_2$	0.006	0.027	0.0345	0.0363	0.03658
$q_3$	0.034	0.013	0.0055	0.0037	0.00342
$q_4$	0.064	0.043	0.0355	0.0337	0.03342
$q_5$	0.049	0.025	0.0140	0.0106	0.01009
$q_6$	0.046	0.048	0.0515	0.0530	0.05333
$q_7$	0.086	0.088	0.0915	0.0930	0.09333

Las figuras siguientes presentan los caudales en las líneas y las altura piezométricas para los distintos nudos de la red.

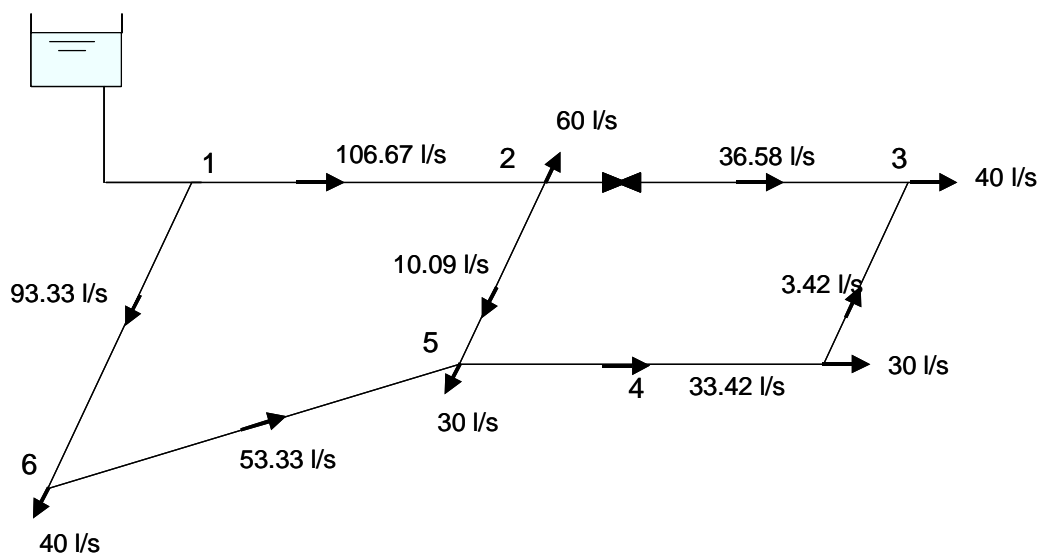


Figura 9.17 Caudales circulantes por las líneas

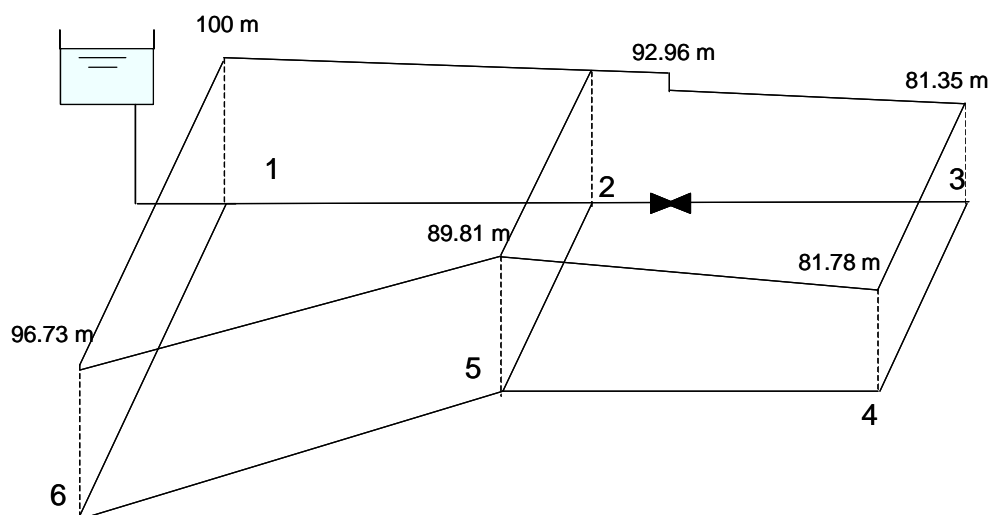


Figura 9.18 Líneas de alturas piezométricas en la red

Las figuras 9.19 y 9.20 muestran la convergencia del cálculo.

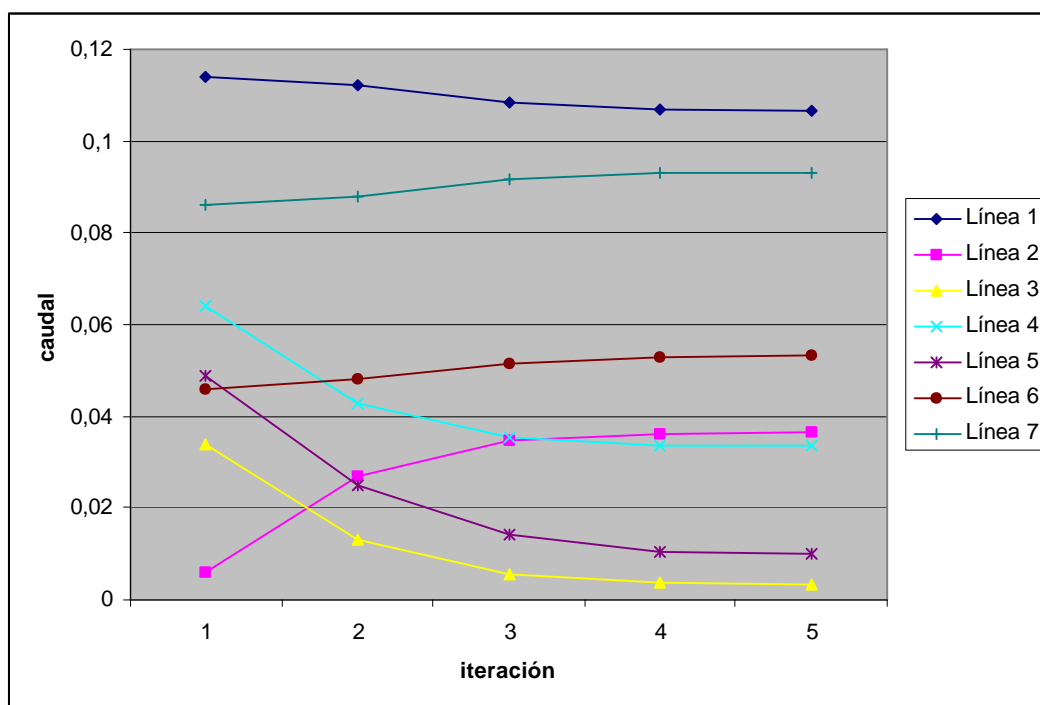
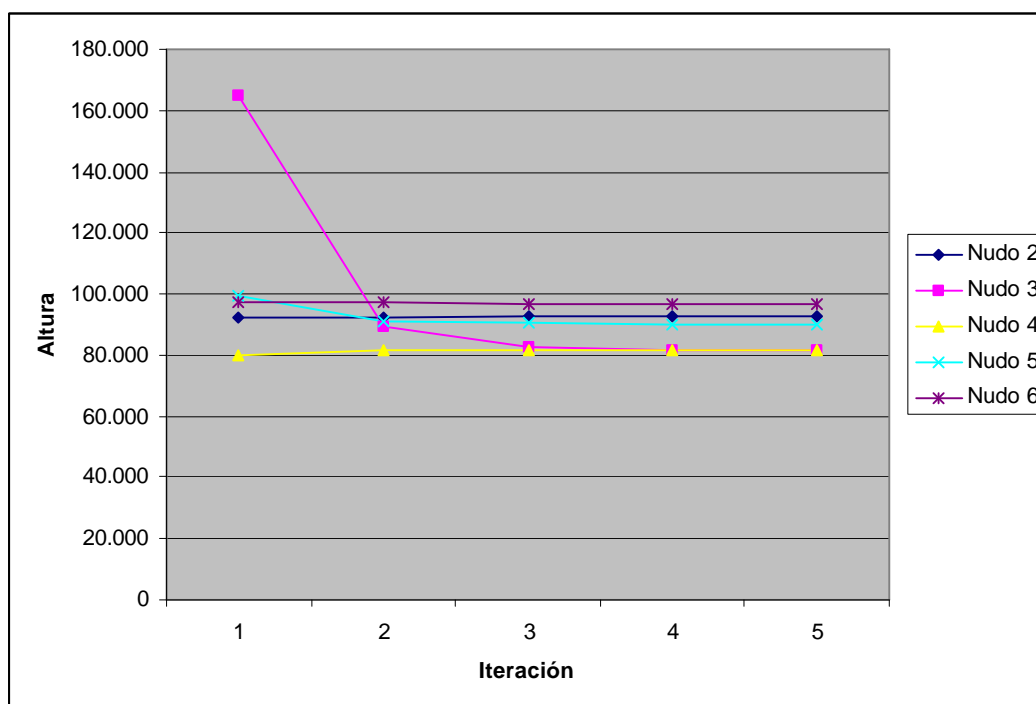


Figura 9.19 Convergencia de los caudales



*Figura 9.20 Convergencia de las alturas*

## 6. MODELOS DE ANALISIS DE REDES EXISTENTES EN EL MERCADO

En los últimos años han proliferado los paquetes de software en investigación y aplicaciones de la ingeniería, y la hidráulica no ha sido una excepción. En la actualidad existe una cantidad notable de modelos de análisis de redes de distribución de agua. De hecho, todo ese software representa un importante vehículo de transferencia de tecnología desde grupos de expertos hacia consultores, diseñadores de políticas y profesionales, en general. Es reconfortante ver que los productos de nuestra actividad profesional tienen importantes aplicaciones en temas sociales de interés. Pero, al mismo tiempo, las exigencias sobre la calidad técnica del software que se produce son cada día mayores. Además, ocurre que los sistemas de información que producimos son capaces de encapsular los modelos en elementos sofisticados de software que, con frecuencia lo hacen de manera críptica ocultando las bases teóricas y los detalles técnicos. Estas ideas apuntan en la necesidad de examinar y conocer las características de los programas actualmente en el mercado y el tipo de resultados que producen. Como contribución a ello, comentamos ligeramente a continuación algunos de los que tienen un mayor impacto:

- EPANET desarrollado por la Environmental Protection Agency (USA) y cuyos desarrollos pueden seguirse en Rossman (1997). Probablemente es el modelo de análisis de más amplio uso. Formula el problema basándose en el método del gradiente de una forma casi idéntica a la descrita en apartados anteriores. Su última versión es, finalmente, más amigable para el usuario.
- KYPIPE desarrollado en la Universidad de Kentucky. Se trata de un modelo desarrollado mediante la formulación por mallas y la aplicación de la teoría lineal. Es probablemente de los pocos modelos que continúan aplicando la teoría lineal como

alternativa clara al método del gradiente. Opera en un entorno gráfico tipo CAD personalizado e incluye aspectos de calibración, gestión de hidrantes y módulo de calidad de agua.

- H2ONET desarrollado por la empresa MW Soft. Inc. (Montgomery Watson, 1996) y WATERCAD, desarrollado por la empresa Haestad Methods. Son dos modelos absolutamente similares distribuidos por dos casas comerciales diferentes. Basan totalmente sus cálculos en el algoritmo de cálculo desarrollado por la US EPA para su programa EPANET: En la actualidad disponen de dos versiones claramente diferenciadas: una versión como aplicación independiente y otra versión como aplicación integrada en programas de diseño gráfico (AutoCAD®).
- CYBERNET 3.0 desarrollado por Haestad Methods, Inc. Utiliza tecnología de modelación de redes combinando soluciones matriciales de desarrollo reciente con un interfaz intuitivo y fácil de utilizar. Posee importantes capacidades gráficas, es capaz de gestionar escenarios, realizar análisis de calidad y tiene cierta conectividad con GIS/Bases de datos.
- MIKE NET, es un modelo desarrollado por el Danish Hydraulic Institute que al igual que los dos modelos anteriores toma como punto de partida el algoritmo de cálculo desarrollado por la US EPA. No obstante, presenta un entorno de trabajo más orientado a aplicaciones relacionadas con sistemas de información geográfica (SIG). De hecho, dispone en sus versiones comerciales de módulos de conexión con paquetes de SIG de la familia Arc View®.
- NEPLAN 2000, desarrollado por Busarello + Cott + Partner Inc. Es un potente sistema de información gráfico para redes de gas, agua y electricidad. Los datos pueden ser introducidos de manera gráfica. Permite utilizar planos catastrales como información de fondo que puede ser importada desde distintos formatos. Posee interfaces con sistemas GIS y SCADA. Utiliza la formulación de los nudos. Su distribuidor asegura que es un sistema CAD, un sistema de información y una herramienta de análisis en el mismo paquete.
- SARA (Software de Análisis de Redes de Agua) desarrollado en el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia. Los detalles acerca del desarrollo de este modelo pueden seguirse en Iglesias (2001). Utiliza como punto de partida el modelo desarrollado por la US EPA para el modelo EPANET, si bien dispone de algunas modificaciones en el cálculo para contemplar aspectos como la gestión de nudos que por operaciones de la red quedan desconectados. Incluye asimismo capacidades de modelación de elementos de protección contra incendios, elementos de riego, etc. Es un paquete de quinta generación que tiene distribuidas más de 300 licencias por todo el mundo. Está en constante desarrollo, pretendiendo incorporar de manera inmediata mecanismos de conexión con determinados sistemas GIS.
- GESTAR. Es un modelo de análisis de redes desarrollado en la Universidad de Zaragoza. Este modelo centra su campo de estudio en aplicaciones destinadas a las redes de riego, complementando tanto trabajos de modelación como de diseño.

## 7. CONCLUSION

Este capítulo se ha centrado en el análisis estático de redes de tuberías. Se han descrito los tres tipos más utilizados de sistemas que permiten describir matemáticamente los flujos en la red. Se han descrito algunos métodos más actuales de cálculo y se han dado ejemplos específicos numéricos de aplicación del método de Newton y del método del gradiente.

El objetivo fundamental ha sido el de ayudar a entender la complejidad de los cálculos que deben llevarse a cabo. La ayuda de una hoja de cálculo, así como de un programa de cálculo matricial, se han mostrado instrumentos importantes para hacer determinados cálculos. No obstante, las ecuaciones han debido ser introducidas con total precisión en las celdas adecuadas y las matrices introducidas sin errores, para obtener la solución, lo que no resulta viable desde un punto de vista práctico para redes incluso pequeñas. Hay características que incorporan los paquetes informáticos dedicados al análisis de redes existentes en el mercado que permiten racionalizar el trabajo liberando al usuario de determinadas tareas complicadas y tediosas. Por ejemplo, evitan que el usuario tenga que proveer estimaciones iniciales de los caudales en los nudos que satisfagan las ecuaciones de continuidad. Otra tarea que deben evitar al usuario es la de que éste tenga que suministrar los números de las tuberías que definen las mallas. Un algoritmo que realice esta tarea automáticamente deberá satisfacer dos criterios: a) el número de líneas que definan una malla debe ser el mínimo posible, y b) las mallas deben conducir a la creación de ecuaciones de energía independientes. El primer criterio se satisface utilizando un 'algoritmo de camino mínimo', y el segundo requiere que cada nueva malla contenga al menos una línea que no exista en las mallas anteriormente creadas.

Además, los paquetes informáticos deberán hacer uso del hecho de que las matrices utilizadas son dispersas, sacando el mayor partido computacional posible que se derive de tal propiedad. También la simetría de alguna de las matrices debe ser explotada convenientemente.

Además, un paquete de análisis estático debe ser también capaz de obtener soluciones dependientes del tiempo. Tales soluciones, que no tienen en cuenta, por supuesto, los efectos inerciales y elásticos que pueden aparecer en la red, sino solamente los cambios lentos producidos por las variaciones en las demandas y las cargas de depósitos y bombeos, se conoce como 'simulación en periodo extendido'. Este tema se aborda de manera extensa en el capítulo siguiente.

La utilización de programas de análisis de redes también permitirá al usuario obtener respuestas a muchas preguntas que se plantean en los procesos de diseño. Por ejemplo, cuál deberá ser la capacidad que un grupo de bombeo deberá tener para mantener una presión prescrita y/o un caudal necesario en un punto determinado; o, cuál deberá ser el caudal que fluirá de un nudo si se conoce una medida de la presión en el mismo; o, qué caudal máximo puede obtenerse de un hidrante del que se conocen sus características; o, cómo se difunde un contaminante a lo largo de la red si es liberado accidentalmente en un punto; etc., etc. El capítulo 11, dedicado al diseño de redes explora preguntas como éstas.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Bhave, P. R. (1991). Analysis of Flow in Water Distribution Systems. Ed. Technomic Publishing Co, Inc., Lancaster (Pennsylvania, EEUU).
- Cabrera, E., García-Serra, J. e Iglesias, P.L. (1995). "*Modelling water distribution networks: from steady flow to water hammer*". Improving Efficiency and reliability in water distribution systems. Ed. Cabrera, E. y Vela, A.F. Kluwer academic publishers. Dordrecht (The Netherlands). pp. 3-32.
- Danish Hydraulic Institute (DHI, 2000). MIKE NET 2000. User's Manual. Ed. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm (Dinamarca).
- Fuertes, V.S., García-Serra, J., Pérez, R. (1999). "*The Modeling of Water Distribution Systems*". Drought Management Planning in Water Supply Systems. Ed. Kluwer Academic Publishers.
- George, A. y Liu, J. W-H. (1981). Computer Solution of Large Sparse Positive Definitve Systems. Prentice-Hall, Englewoods Cliff, NJ.
- Grupo Mecánica de Fluidos (1997). Curso práctico de análisis de redes hidráulicas a presión mediante los programas SARA y EPANET. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos, UPV.
- Grupo Mecánica de Fluidos (1998). SARA. Software de Análisis de Redes de Agua. Manual de Usuario. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos, UPV.
- Hamam, Y. y Brameller, A. (1971). "*Hybrid method for the solution of piping networks*". Proceedings Institution Electrical Engineering. Vol 118, nº 11.
- Iglesias, P. L., (2001). Modelo general de análisis de redes hidráulicas a presión en régimen transitorio. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.
- Koelle, E. (1989). "*Hydraulics networks. A general treatment for steady, transient and oscillatory analysis and control. Cases and faults*". El agua en la comunidad valenciana. Ed. E. Cabrera y A. Sahuquillo. Generalitat Valenciana, Valencia (España). pp. 345-376.
- Luvizzoto, E. (1995). Controle operacional de redes de abastecimento de agua auxiliado por computador. Tesis presentada en la Escola Politécnica da Universidade de Sao Paulo (Brasil).
- Montgomery Watson, Inc (1996). H2ONET. Graphical water distribution modeling and management package. User's manual. MW Soft Inc. Pasadena, California (USA).
- Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A. y Vetterling, W.T. (1988). Numerical recipes in C. The art of scientific computing. Ed. Cambirge University Press. New York (USA).
- Rossman, L.A. (1997). Manual de Usuario de EPANET. Drinking Water Research Division. Risk Reduction Engineering Laboratory.US EPA. Traducido por Grupo Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia.
- Salgado, R. (1988). Computer modelling of water distribution networks using the gradient method. PhD Thesis. Civil Engineering Department. University of Newcastle-upon-tyne.
- Salgado, R., Rojo, J. y Zepeda, S. (1993). "*Extended Gradient method for fully non-linear head and flow analysis*". Integrated Computer Applications in Water Supply. Volumen I: Methods and procedures for systems simulation and control. Ed. B. Coulbeck. Research Studies Press Ltd. John Wiley & Sons Inc. Capítulo 1. pp. 49-60.
- Todini, E. y Pilati, S. (1987). "*A gradient algorithm for the analysis of pipe networks*". Proceedings International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution. Leucester, Politechnic, 8-10 september.
- Walski, T.M.; Chase, D.V. y Savic, D.A. (2001). Water Distribution Modeling. Haestad Press, Waterbury (EE.UU.)

Wood, D. J. (1991). KYPIPE 2. User's manual. Civil Engineering Software Center, College of Engineering, University of Kentucky, Lexington, Kentucky (noviembre, 1991).



## CAPÍTULO 10

# MODELOS DINÁMICOS Y TRANSITORIOS. FUNDAMENTOS Y APLICACIONES DE LOS DIFERENTES MODELOS.

Pedro L. Iglesias Rey  
Joaquín Izquierdo Sebastián  
Vicente S. Fuertes Miquel  
José Luis Díaz Arévalo

### 1. CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS DE ANÁLISIS.

Una de las características fundamentales de los modelos de análisis de redes hidráulicas a presión es la presencia de la variable temporal. Así, el objetivo de un modelo no es únicamente obtener los valores de las variables significativas (como las presiones en nudos y caudales en las líneas) sino que se busca la obtención de la variación a lo largo del tiempo de éstas.

Así, atendiendo a la presencia o no de la variable temporal, los modelos de análisis se pueden clasificar en:

- Modelos de análisis estático, también denominados modelos de análisis en régimen permanente. Buscan la determinación de los valores de las variables del sistema para una situación dada, sin tener en cuenta las posibles variaciones temporales que pueden sufrir los parámetros del mismo (consumos, niveles, etc.). Son modelos que recogen una fotografía del sistema en un determinado instante en el que los parámetros y variables son fijos.
- Modelo de análisis dinámico, también denominados modelos de análisis en régimen transitorio. Son modelos en los que interviene la variación temporal de los parámetros del sistema que, lógicamente, induce también la variación temporal de las variables de la red. El análisis de este tipo de modelos suele ser en muchas ocasiones un análisis discreto, dado que es necesario resolver las ecuaciones del sistema para cada instante de tiempo.

Los modelos dinámicos, en los que interviene la variación a lo largo del tiempo tanto de los parámetros como de las variables, se pueden clasificar a su vez en:

- Modelos no inerciales.
- Modelos inerciales que, a su vez, pueden clasificarse en modelos inerciales rígidos y modelos inerciales elásticos.

### 1.1. Modelos no inerciales.

Los modelos no inerciales son un tipo particular de modelos dinámicos en los que se desprecia la inercia del fluido en el sistema, de forma que la característica dinámica le viene conferida por el hecho de disponer de una serie de condiciones de contorno lentamente variables con el tiempo. El modelo de análisis para cada instante es un modelo estático. La variación entre un instante y el siguiente proviene de la actualización de parámetros tales como niveles en los depósitos, demandas en los nudos, etc. entre un instante de cálculo y el siguiente.

Este tipo de modelos son los que comúnmente se denominan modelos *cuasi-estáticos* y cuya implementación es lo que se ha dado en llamar simulación en periodo extendido. Se trata de los modelos más característicos y utilizados por los paquetes de simulación existentes en el mercado para el análisis del comportamiento de un abastecimiento a lo largo del tiempo. Determinados autores no consideran estos modelos como modelos dinámicos propiamente dichos, por cuanto suponen tan solo una sucesión de estados estáticos, si bien desde un punto de vista ingenieril ofrecen soluciones a un problema de carácter dinámico que en no pocas ocasiones proporcionan una información muy útil.

### 1.2. Modelos inerciales.

Los modelos inerciales presentan como característica principal el hecho de considerar la inercia del fluido en su movimiento, es decir, la energía puesta en juego en los cambios de velocidad, motivados por variaciones temporales de las condiciones de contorno. Se trata de modelos necesarios cuando en el fenómeno analizado existen cambios bruscos en la velocidad del sistema; cambios derivados de maniobras rápidas en los elementos de regulación, arranque y parada de los grupos de bombeo, roturas en conducciones principales, etc.

Los modelos inerciales a su vez pueden subdividirse en dos grupos diferentes, de acuerdo a si tienen en cuenta o no la elasticidad tanto del fluido como de las paredes del conducto. De esta forma pueden clasificarse en:

#### *Modelo inercial rígido.*

El modelo rígido, también denominado comúnmente oscilación en masa o modelo de parámetros concentrados, a diferencia de los modelos elásticos, no tiene en cuenta la elasticidad del fluido y de la conducción. El modelo rígido tiene como característica destacable la de ofrecer resultados suficientemente precisos cuando las variaciones de caudal y las maniobras en el sistema se realizan de manera suficientemente lenta. En este campo es, quizás, donde menos modelos se han desarrollado hasta la fecha. Probablemente el ejemplo más característico es el modelo DYNASIM (Cohen, 1990; Cohen y Van der Drift, 1991) desarrollado y aplicado en Aguas de Amsterdam. Se trata en definitiva, de un campo de modelos en los que el hecho de estar a mitad de camino entre los modelos inerciales elásticos y los modelos cuasi-estáticos ha limitado notablemente su proliferación y uso.

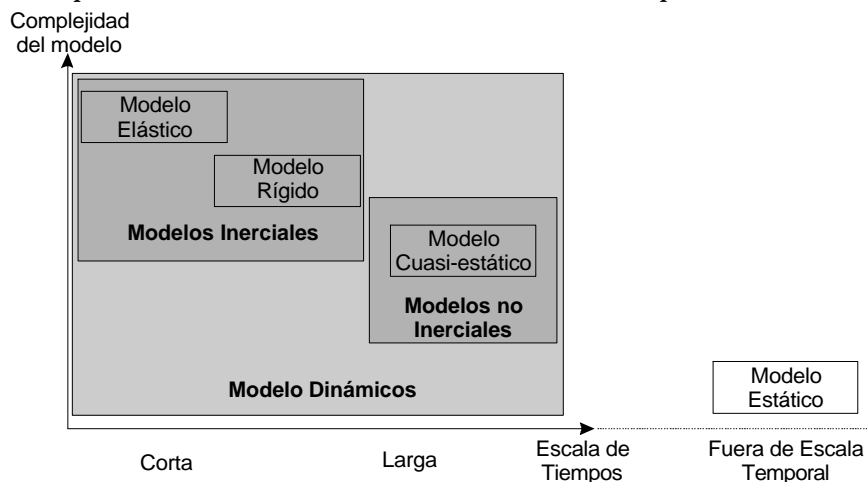
### *Modelo inercial elástico.*

El modelo elástico, también denominado comúnmente como golpe de ariete o modelo de parámetros distribuidos, tiene la característica fundamental de considerar la elasticidad tanto del fluido como de la conducción. Se trata de un modelo a aplicar en el caso de maniobras bruscas en el sistema analizado, donde los fenómenos elásticos se ponen claramente de manifiesto. De entre estos cabe destacar:

- El modelo SURGE desarrollado en la Universidad de Kentucky (Wood et al, 1989).
- El modelo propuesto por Karney (1984) en su tesis doctoral, claramente basado en la aplicación directa del método de las características.
- El modelo SIMULADOR (cuyos fundamentos pueden seguirse en Koelle, 1983 o en Koelle, 1989; y cuyo desarrollo computacional puede seguirse en Luvizotto, 1995).
- El modelo ARhIETE propuesto por Iglesias (2001) en su tesis doctoral.

Los modelos inerciales tienen en cuenta un mayor número de términos que los modelos de análisis estático cuando se plantea el sistema de ecuaciones característico de cada uno de ellos. La complejidad de estos modelos, evaluada como dificultad matemática y tiempo empleado en su resolución, es superior a la de los modelos estáticos. Dentro de los modelos inerciales, la complejidad de los modelos elásticos es superior a la de los modelos rígidos.

En resumen, existen cuatro modelos de análisis diferentes a la hora de analizar una red de abastecimiento (ver Figura 10.53). En la aplicación de estos modelos, ciertas simplificaciones permiten obtener modelos más simples que lógicamente requieren menor información, requieren el uso de técnicas matemáticas de resolución menos sofisticadas y, en definitiva, requieren de la utilización de menos recursos computacionales.



*Figura 10.53. Esquema de los diferentes modelos de análisis dinámico.*

Algunos autores (por ejemplo Koelle, 1989) recomiendan el uso de un modelo único como envolvente de todos los existentes. En la práctica, sin embargo, tal opción es pocas veces escogida, ya que los modelos estáticos se utilizan para analizar con gran detalle la práctica totalidad de la red en condiciones de cambio temporal muy lento, mientras que el modelo elástico inercial es empleado para analizar situaciones de cambios temporales

bruscos en las principales conducciones del sistema. Se comprende, pues, que un modelo complejo aplicado sobre un sistema que incluye la mayoría de conducciones de la red, resulta en la mayoría de las ocasiones poco operativo, si no impracticable.

Generalmente, determinar cuál es el punto en el cual los modelos más simplificados dejan de ofrecer resultados aceptables desde un punto de vista ingenieril es difícil, porque depende de cada sistema en particular y de la precisión exigida. La aplicación de cada uno de los modelos se ve controlada mediante las características fluido-conducción y por la rapidez de cambio bien de la altura piezométrica ( $\partial H/\partial t$ ) bien del caudal ( $\partial Q/\partial t$ ) en los diferentes contornos. Para sistemas simples, es posible identificar algunos parámetros adimensionales capaces de establecer las fronteras de separación entre los diferentes modelos (Abreu et al., 1999). Para el caso de sistemas complejos (redes de distribución), la identificación de los parámetros es un problema aún abierto. Tan solo se aborda inicialmente en Iglesias (2001), para el caso de la frontera entre el modelo cuasi-estático y rígido.

## 2. DESCRIPCIÓN FÍSICA DEL FENÓMENO ELÁSTICO EN UN TRANSITORIO.

Para realizar la descripción cualitativa de cuanto ocurre en un fenómeno transitorio, en el que se ponen de manifiesto los efectos elásticos se ha seleccionado el esquema de la Figura 10.54. Se trata de una aducción por gravedad en cuyo extremo final se encuentra una válvula. Se va a analizar de forma cualitativa cuanto acontece en la conducción al producirse el cierre instantáneo de la válvula.

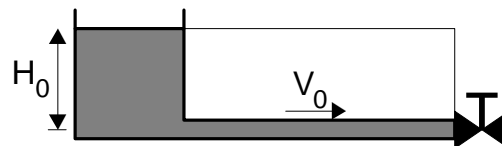


Figura 10.54. Aducción por gravedad desde un depósito de altura constante.

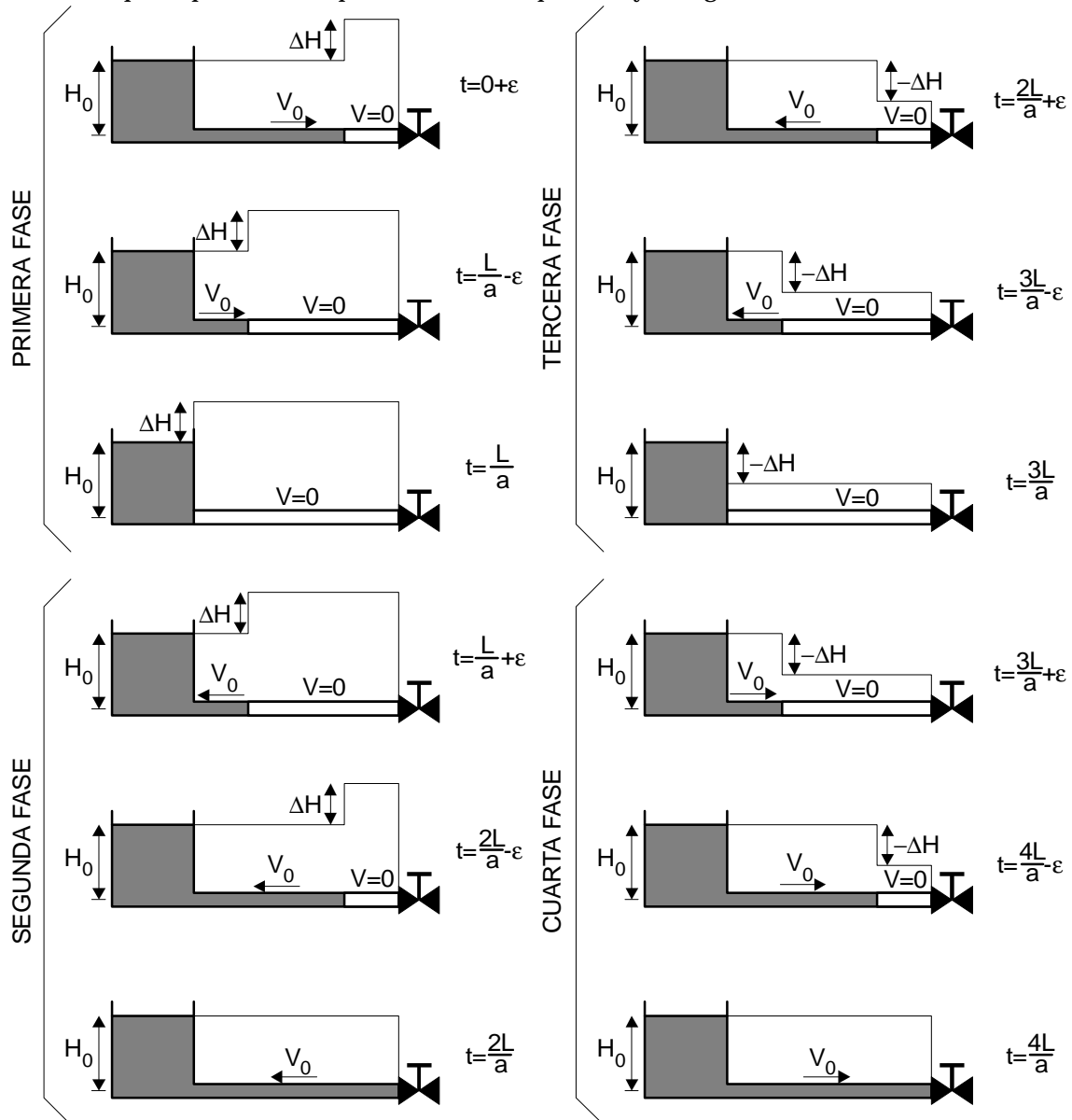
El proceso que acontece en la conducción inmediatamente después de cerrarse la válvula se caracteriza por una transformación alternativa cíclica de la energía cinética del fluido en energía elástica que almacenarán tanto el fluido como las paredes de la propia tubería en forma de presión.

Dado que el objetivo buscado en este momento de la lección es tan solo la descripción física del fenómeno se despreciarán efectos tales como la fricción de la conducción. Esto supone, de hecho, admitir que las oscilaciones de presión que se originan tras el cierre de la válvula no sufren amortiguamiento alguno. Con esta consideración, y despreciando la altura cinética del fluido  $V_0^2/2g$  se obtiene que la altura piezométrica en el instante inicial, antes de cerrarse la válvula, es una línea horizontal trazada desde el nivel de agua en el depósito.

La descripción física del transitorio originado por la válvula se entiende en cuatro fases claramente diferenciadas, tal como ilustra la Figura 10.56. Dichas fases del transitorio se caracterizan por un permanente intercambio de energía cinética y energía elástica. La secuencia de cada una de estas fases del transitorio es la siguiente.

### 2.1. Primera Fase.

Cuando se produce el cierre de la válvula la sección de fluido inmediatamente aguas arriba de la válvula se detiene súbitamente, convirtiendo su energía cinética (debida a la velocidad  $V_0$  que tenía) en energía de presión (aparece una sobrepresión de valor  $\Delta H$  sobre el valor de la piezométrica de régimen). Mientras tanto el depósito no ha detectado todavía la detención del fluido en el extremo aguas abajo de la conducción, por lo que continúa aportando fluido al sistema. En estas condiciones, pues, viaja una onda sobrepresiva hacia el depósito que además va deteniendo el fluido. Si tal perturbación se propaga con una velocidad de valor  $a$ , al cabo de un tiempo  $L/a$  (siendo  $L$  la longitud del conducto) toda la tubería se encuentra bajo los efectos de la sobrepresión de valor  $\Delta H$  y con el fluido en reposo. La energía cinética del fluido se ha transformado en un gradiente de presiones. Ha concluido la primera fase del transitorio, que corresponde con las tres primeras ilustraciones contenidas en la Figura 10.55. De hecho, la última de estas tres ilustraciones marca lo que supondría la separación entre la primera y la segunda fase del transitorio.



*Figura 10.55. Situación de la conducción en diferentes instantes de un transitorio.*

## 2.2. Segunda Fase.

Al finalizar la primera fase del transitorio se encuentra una situación claramente inestable: la presión constante en el interior del depósito es inferior a la de la tubería, sometida a los efectos de la sobrepresión derivada de la detención del fluido. El sistema tiende a restablecer el equilibrio mediante el inicio de un retroceso del fluido hacia el depósito. Lo que se produce en este momento es un nuevo intercambio entre energía elástica almacenada en forma de presión y energía cinética. En ausencia de pérdidas energéticas, este intercambio origina la aparición de una velocidad  $-V_0$  a cambio de una reducción de la presión de valor  $\Delta H$ . En estas condiciones se dispone del fluido circulando a la velocidad de régimen, si bien en dirección contraria, y la presión igual a la que se tenía antes de comenzar el transitorio. Esta fase, además, comienza en el depósito y progresivamente va extendiéndose hacia la válvula al resto de la conducción. Se trata en definitiva del progreso de una onda de presión negativa que origina una reducción de la presión a cambio de un aumento de la velocidad de circulación del fluido hacia el depósito. La Figura 10.55 recoge otras tres secuencias de lo que supone esta segunda fase del transitorio. El estado final de la misma, al cabo de  $2L/a$  segundos de iniciarse el transitorio, como se indicó con anterioridad, es un nivel de presiones igual al estado inicial, si bien con un sentido de circulación del fluido inverso al inicial.

## 2.3. Tercera Fase.

El inicio de la tercera fase es una consecuencia de la situación inestable del final de la segunda fase: la falta de aporte de fluido que se experimenta cuando la conducción tiene una velocidad  $-V_0$  y la situación cerrada de la válvula. En estas condiciones, el sistema responde intentando compensar la falta de aporte de fluido con la generación de una depresión aguas arriba de la válvula que provoca la detención del fluido. Es decir se vuelve a producir un intercambio entre energía cinética del fluido y energía elástica en forma de presión. De nuevo, en ausencia de pérdidas, la anulación completa de la velocidad en las proximidades de la válvula se consigue a cambio de una reducción del nivel de presiones en la misma de valor  $\Delta H$ . Esta situación no se mantiene únicamente en las proximidades de la válvula, sino que se extiende hacia el resto de la conducción hacia el depósito. Se trata de nuevo de una onda depresiva que reduce el valor de la presión a su paso a cambio de anular de nuevo la velocidad en la conducción. Al cabo de  $3L/a$  segundos ésta onda llega al depósito, concluyéndose así los efectos de la tercera fase del transitorio. Las tres siguientes secuencias de la Figura 10.55 marcan cuanto acontece en esta tercera fase. De hecho, la última de estas secuencias marca la frontera entre el final de la tercera fase y el principio de la cuarta.

## 2.4. Cuarta Fase.

La cuarta y última fase del primer ciclo del transitorio la origina la situación energéticamente desequilibrada en las proximidades del depósito originada por la onda de presión característica de la tercera fase. Se trata de una situación en la que existe un gradiente de presiones entre la tubería y el depósito: el nivel de presiones en el depósito es

superior al nivel de presiones en la conducción. Este desequilibrio se corrige compensándose éste en presión y aumentando en consecuencia la velocidad en la conducción. Es decir, se produce un nuevo intercambio energético entre energía elástica y energía cinética: la presión, en ausencia de pérdidas aumenta en  $\Delta H$  y por el contrario la velocidad adquiere su valor inicial  $V_0$  circulando desde el depósito hacia la válvula. Este fenómeno hace que aparezca una onda de presión positiva que viaja desde el depósito hacia la válvula que a su paso va acelerando el fluido y al mismo tiempo recuperando la depresión  $\Delta H$  que tenía la conducción respecto del depósito. Al cabo de  $4L/a$  segundos de iniciarse el transitorio esta cuarta onda de presión, característica de la cuarta fase del transitorio, llega a la válvula, encontrándose en la situación inicial del comienzo de la primera fase.

La Figura 10.55 recoge en sus tres siguientes secuencias tres instantes diferentes de esta cuarta fase descrita. Lógicamente, la última de estas secuencias (final de la cuarta fase) coincide con la primera de todas (inicio de la primera fase). Así, de nuevo comienza el proceso que se repetiría cíclicamente en ausencia de pérdidas. La presencia de las pérdidas hace que estos ciclos no se repitan indefinidamente, sino que progresivamente vayan amortiguándose hasta alcanzar el valor final de régimen permanente.

## 2.5. Evolución de las principales variables a lo largo del transitorio.

A fin de aclarar cuanto acontece durante el transitorio originado por el cierre instantáneo de la válvula de la Figura 10.54, y que cualitativamente se ha descrito en los párrafos anteriores, a continuación se representa la evolución en el tiempo de las variables más características del transitorio. Así, la Figura 10.56 ayuda a clarificar la exposición precedente por cuanto muestra la evolución a lo largo del tiempo de la altura piezométrica en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula (línea en trazo continuo) y en el punto medio de la conducción (línea en trazo discontinuo). Dicha figura recoge también la evolución en el tiempo de las velocidades tanto en el punto medio de la conducción (línea en trazo discontinuo) como en el depósito (línea en trazo continuo). La representación tanto de la velocidad en la válvula como del nivel de presiones en el depósito resultan triviales, por cuanto permanecen constantes en todo momento a lo largo del transitorio.

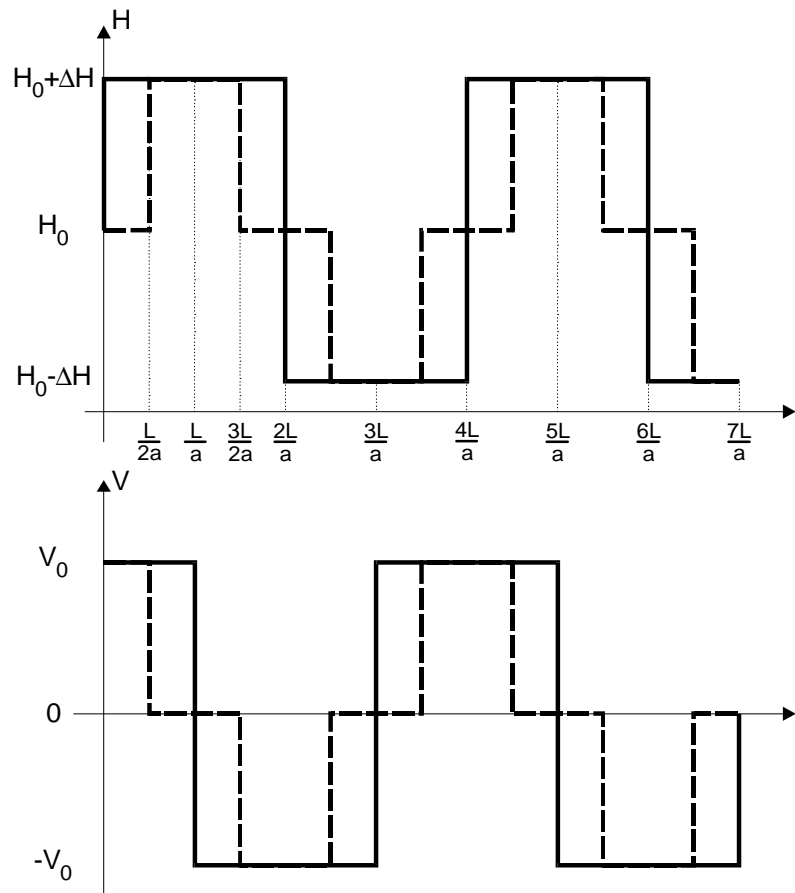


Figura 10.56. Evolución de alturas y velocidades junto a la válvula, punto medio y en el depósito.

En resumen, el golpe de ariete en una tubería simple (el problema es mucho más complejo cuando aparecen ramificaciones), es un fenómeno cíclico de período  $4L/a$  que, para el caso estudiado, se inicia con una fase sobrepresiva, continuando seguidamente con depresiones y sobrepresiones alternativas. En la realidad, debido al rozamiento, las fluctuaciones que presenta la Figura 10.56, no son rectangulares, sino curvas más suaves que se amortiguan en el tiempo.

### Ejercicio.

Se dispone de una impulsión que dispone de una bomba que alimenta un depósito de nivel constante. En un determinado instante se produce la parada de la bomba por un fallo del suministro eléctrico. La bomba tiene situada una válvula de retención inmediatamente aguas abajo de la misma que se cierra en el mismo instante que se produce el fallo del suministro eléctrico. Se pide representar:

- Evolución de la línea de alturas piezométricas en la conducción para instantes múltiplos de  $L/2a$ .
- Determinar la evolución de la altura piezométrica en el punto inmediatamente aguas abajo de la válvula de retención y en el punto medio de la conducción.
- Determinar la evolución del caudal en el punto medio de la conducción y en el punto de entronque de la tubería con el depósito de impulsión.



Solución.

- a) El fenómeno físico descrito con anterioridad a la hora de analizar el cierre de una válvula situada en el extremo aguas abajo de una aducción resulta también de aplicación en este caso. Tan solo deben tenerse en cuenta dos circunstancias:
- el origen del transitorio es aguas arriba de la conducción y no aguas abajo como ocurría en el caso de la válvula; y
  - la reducción del caudal en la válvula origina una reducción de la presión y no un aumento de presión como ocurría en el caso del cierre de la válvula.

Con estas consideraciones cabe establecer de nuevo un fenómeno cíclico de intercambio entre energía elástica en forma de presión y energía cinética en forma de velocidad. Se definen asimismo cuatro fases cuya descripción breve es la siguiente:

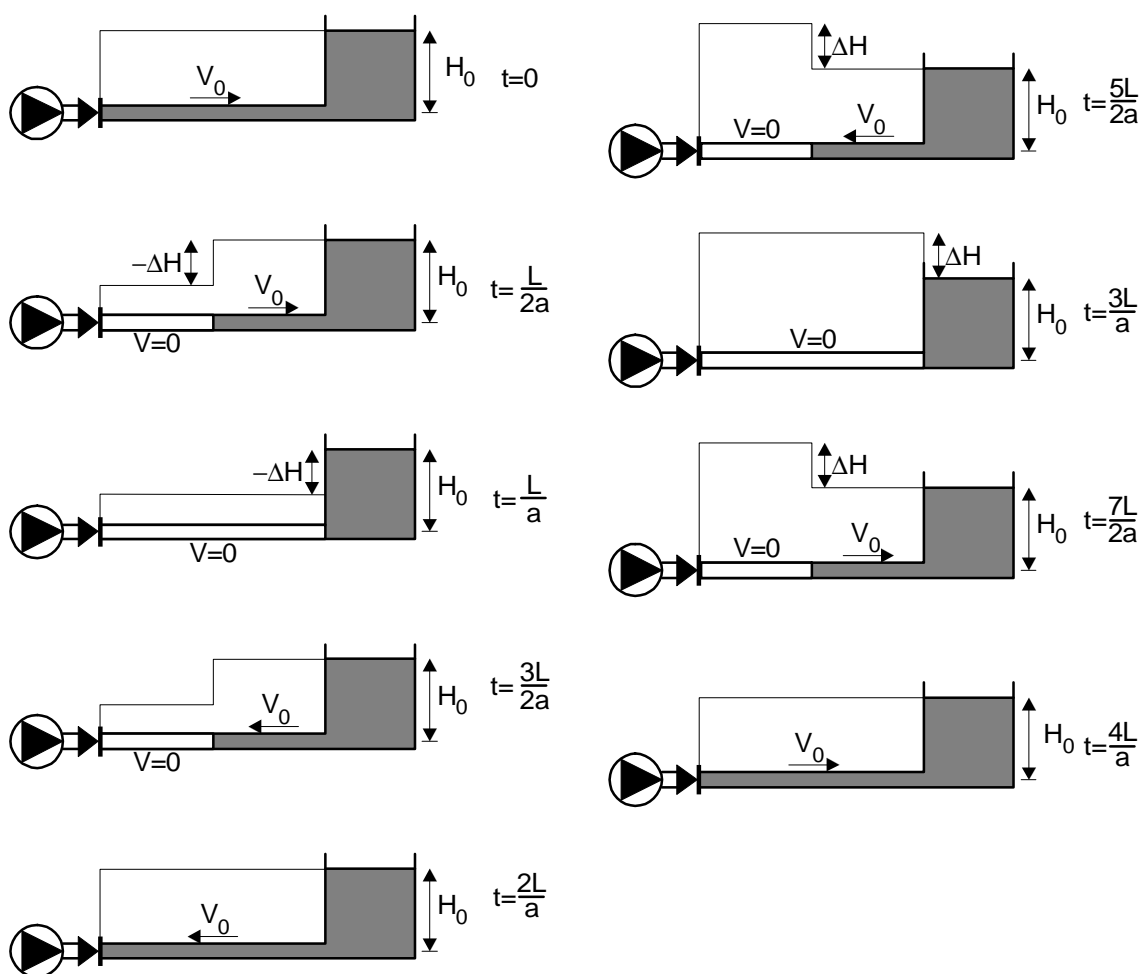
*Primera fase.* La reducción de caudal en la válvula de retención origina una onda de presión negativa que disminuye el valor de la presión inicial en un valor  $\Delta H$  y anula el caudal en la conducción.

*Segunda fase.* Se genera en el depósito una onda de presión positiva que recupera el nivel de presión en el nivel inicial y origina un valor de la velocidad del fluido igual al valor inicial pero circulando desde el depósito hacia la bomba.

*Tercera fase.* La llegada de la onda correspondiente a la segunda fase a la bomba (válvula de retención cerrada) origina un aumento de la presión, a cambio de la anulación de la velocidad en la conducción. Se genera una onda positiva que va aumentando la presión en la conducción a cambio de anular el caudal.

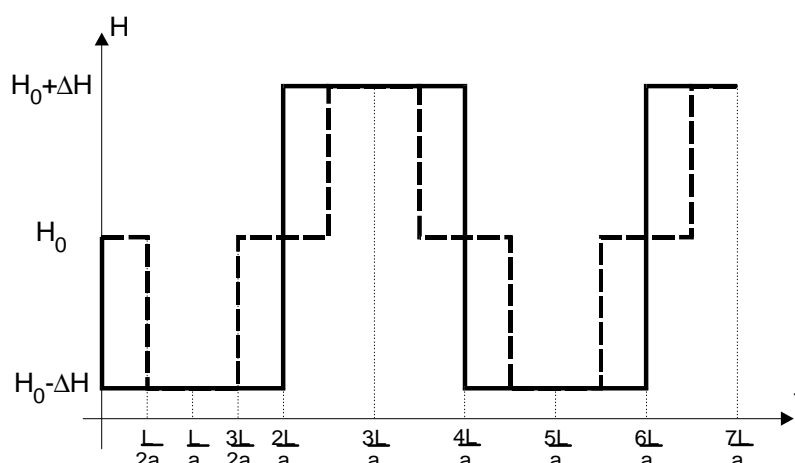
*Cuarta fase.* Se genera de nuevo en el depósito una onda negativa que disminuye la presión en un  $\Delta H$  a cambio de generar una velocidad igual a la inicial. Es decir, esta onda negativa, circula desde el depósito hacia la bomba y la válvula de retención restaurando la situación inicial. El final de esta fase es igual que el inicio de la primera, que se repetiría ahora cíclicamente.

La figura siguiente recoge el resultado de la línea de alturas piezométricas en diferentes instantes de tiempos separados todos ellos un incremento de tiempo de valor  $L/2a$ . De hecho, si se analiza dicha figura con detenimiento se puede apreciar que el fenómeno es idéntico al experimentado por el cierre de la válvula, con la diferencia de que la primera fase en este caso coincide con la tercera fase del ejemplo del cierre de la válvula.



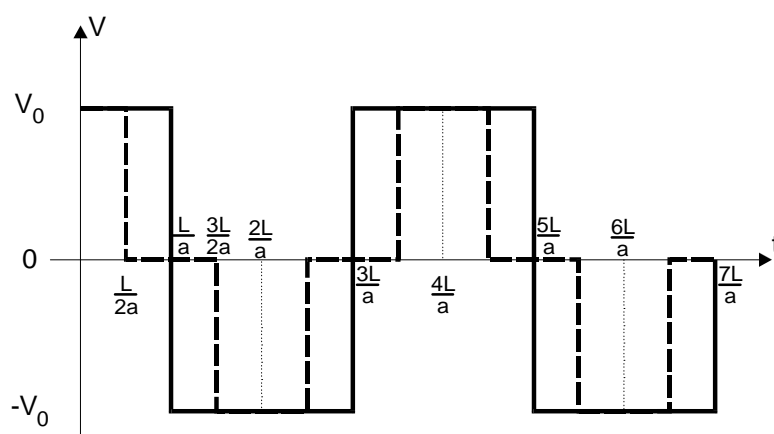
*Línea de alturas piezométricas para instantes múltiplos de  $L/2a$ .*

- b) El análisis de las envolventes de las piezométricas determinadas en el apartado anterior permite construir la siguiente gráfica en la que se representa la evolución de la altura piezométrica en el punto situado inmediatamente aguas abajo de la válvula de retención y en el punto medio de la conducción. En línea continua se recoge la línea de alturas piezométricas en el punto situado aguas abajo de la válvula de retención y en trazo discontinuo el punto medio de la conducción.



*Evolución de las alturas piezométricas en la válvula de retención y el punto medio.*

- c) El mismo análisis que se ha realizado para el caso de las alturas piezométricas puede realizarse para el caso de las velocidades en diferentes puntos de a conducción. En este caso se han seleccionado el punto medio de la conducción y el depósito. En línea continua se recoge la evolución de la velocidad en depósito, mientras que en línea discontinua se recoge dicha velocidad en el punto medio de la conducción.



*Evolución de las velocidades en el punto medio y en el depósito.*

### 3. PARÁMETROS FUNDAMENTALES PARA EL ANÁLISIS DE UN TRANSITORIO ELÁSTICO.

#### 3.1. El pulso de Joukowsky

El valor máximo del pulso de Joukowski corresponde siempre con el máximo cambio de velocidad posible, esto es, en la mayoría de los sistemas, la reducción desde el valor inicial de la velocidad  $V_0$  hasta cero. La obtención del pulso de Joukowski resulta sencilla a partir de un balance de fuerzas sobre el volumen de control indicado en la Figura 10.57. Para realizar dicho balance de fuerzas es necesario realizar una serie de hipótesis que de forma habitual se emplean en este tipo de análisis. Dichas hipótesis son las siguientes:

- Para la deducción de las ecuaciones se admite una única dirección significativa, la correspondiente al eje de la conducción (flujo unidimensional).
- Se consideran despreciables los efectos gravitatorios, lo que supone admitir que la pendiente que presenta la conducción es despreciable respecto de la diferencia de cotas en sus extremos.
- Se admite que el término cinético correspondiente a la energía que presenta el fluido es despreciable. Esta simplificación es sumamente frecuente en el análisis sistemas de abastecimiento de agua a presión, en los que la magnitud del término cinético de velocidad es despreciable respecto a los términos de cota y de presión.
- A los efectos de obtener los resultados iniciales se desprecian las pérdidas de carga distribuidas en la conducción.
- La maniobra de cierre de la válvula es total, lo que supone una reducción instantánea (equivalente a un tiempo de cierre  $T_c = 0$  seg) desde la velocidad de régimen  $V_0$  hasta cero.

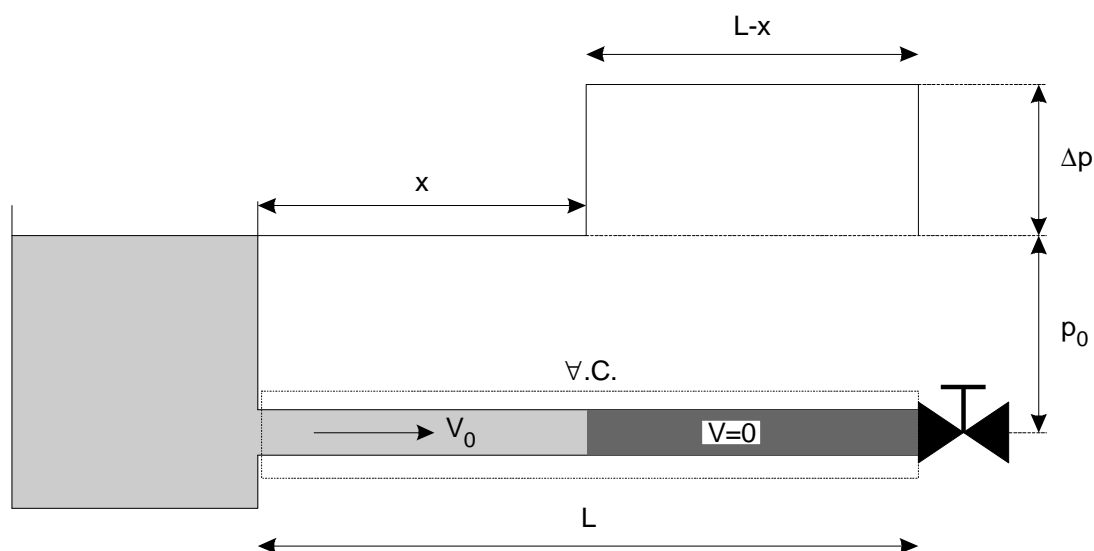


Figura 10.57. Situación generada tras el cierre de la válvula.

El planteamiento general de la ecuación de la cantidad de movimiento aplicada al volumen de control inercial indicado en la Figura 10.57, en la dirección del movimiento del fluido, es:

$$\Sigma F = \frac{\partial}{\partial t} \int_{V.C.} \rho dV + \int_{S.C.} \rho V dQ \quad (10.36)$$

La significación de cada uno de los términos de la expresión anterior es la que se detalla a continuación.

- Balance de fuerzas exteriores al volumen de control ( $\Sigma F$ ). Dicho balance se realiza tan solo en la dirección del movimiento, y corresponde tan solo a la diferencia de presiones en los dos extremos de la conducción en el instante

considerado, ya que las fuerzas debidas al rozamiento y las fuerzas gravitatorias se han supuesto despreciables.

$$\Sigma F = -\Delta p \cdot A \quad (10.37)$$

- La variación de la cantidad de movimiento del volumen de control ( $\frac{\partial}{\partial t} \int_{V.C.} \mathbf{r} dV$ ) se obtiene sin más que considerar como varía tanto la masa como la velocidad del fluido contenido en su interior. Suponiendo que son despreciables las variaciones de la densidad y de la sección transversal y definiendo la celeridad de la onda de presión con referencia al fluido en movimiento, este término de la ecuación (10.36) queda

$$\frac{\partial M_{VC}}{\partial t} = V_0 \cdot A \cdot \rho \cdot [-(a - V_0)] \quad (10.38)$$

- El tercer término ( $\int_{S.C.} \rho V dQ$ ) representa el flujo de cantidad de movimiento que atraviesa la superficie de control que permite definir el volumen de la figura Figura 10.57. Dicho flujo de cantidad de movimiento, teniendo en cuenta que la válvula está cerrada y que el único aporte es el que se realiza desde el depósito es

$$\int_{S.C.} \rho \cdot V \cdot dQ = 0 - \rho \cdot V_0^2 \cdot A \quad (10.39)$$

Agrupando los resultados obtenidos de los tres términos se obtiene que la variación de presión  $\Delta p$  experimentada tras el cierre instantáneo de la válvula es

$$\Delta p = \rho a V_0 \quad (10.40)$$

Si en lugar de realizarse una variación completa del caudal (velocidad) que circula por la válvula se realiza tan solo una variación parcial de la misma de valor  $\Delta V$  la sobrepresión generada será

$$\Delta p = -\rho a \Delta V \quad (10.41)$$

o bien, expresado en términos de alturas piezométricas

$$\Delta H = -\frac{a}{g} \Delta V \quad (10.42)$$

En la mayoría de las situaciones en las que se generan fenómenos transitorios el pulso de Jowkowski, también denominado pulso de Allievi, representa el valor máximo de las sobrepresiones que pueden alcanzarse, al referirse a la máxima reducción de velocidad posible en la instalación. No obstante, existen circunstancias en las que pueden alcanzarse sobrepresiones superiores a las indicadas por dicho valor. Algunas de estas circunstancias son:

- La presencia de bolsas de aire atrapado en la conducción. Dichas bolsas suponen una interrupción de la columna líquida y a la aparición de fenómenos diferentes a los descritos hasta el momento.
- La aparición del fenómeno de la cavitación que en el colapso de las micro burbujas de vapor puede generar impulsos de presión muy superiores a los previstos.
- El fenómeno del empaquetamiento de las ondas, que genera un aumento de la presión sobre el pulso de Jowkowski en un valor aproximado a las pérdidas de carga en la conducción, y cuyo detalle puede seguirse en (Abreu y otros, 1995).

### 3.2. Celeridad del pulso de presión

La primera referencia válida del concepto de la celeridad de un pulso de presión puede cifrarse en Newton. Sus estudios (Principia, 1687) se basaron en la medición de los tiempos de propagación del sonido (ondas de presión) a partir de las mediciones experimentales realizadas sobre los fogonazos realizados por un cañón lejano. De esta forma Newton obtuvo de forma experimental un valor de la propagación del sonido en el aire de 347 m/s.

Sus mayores problemas aparecieron cuando pretendió interpretar analíticamente los resultados obtenidos. Supuso, erróneamente, que la propagación del sonido en el aire era un fenómeno isoterma, cuando posteriormente se descubrió que era adiabático. No obstante, relacionó adecuadamente la relación entre la celeridad del sonido (o celeridad de la onda de presión sonora)  $a$ , la elasticidad del medio,  $K$  (módulo de elasticidad volumétrico del fluido en el que se transmite la perturbación) y la densidad  $\rho$  del aire:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (10.43)$$

Teniendo en cuenta el valor del módulo de elasticidad volumétrico del aire para un fenómeno isoterma o para un fenómeno adiabático, siendo  $r$  la relación de calores específicos (1'4 para el caso del aire)

$$\left. \begin{array}{l} K_T = p \\ K_S = r \cdot p \end{array} \right\} \quad (10.44)$$

el valor de la celeridad obtenido por Newton es

$$a = \sqrt{RT} \quad (10.45)$$

Teniendo en cuenta los valores de la constante característica del aire  $R$  y la temperatura a la cual se realizaron los ensayos  $T$ , el valor obtenido por Newton era aproximadamente 290 m/s.

La corrección al error analítico obtenido por Newton fue realizada por Laplace 125 años más tarde. Así en su obra "*Annales de Chemie et de Physique*" (1816) establecía la expresión correcta considerando el comportamiento adiabático del aire

$$a = \sqrt{\gamma RT} \quad (10.46)$$

En este caso, con los mismos valores de la constante característica y de la temperatura se obtiene la celeridad de 343 m/s que coincide perfectamente con los resultados experimentales obtenidos por Newton.

La obtención del valor de la celeridad, definida como la velocidad a la que se propagan en la conducción las ondas de presión generadas por las variaciones de velocidad, es inmediata a partir de un balance de volúmenes. La expresión final obtenida, fue propuesta por Korteweg (1878), haciendo depender en la misma los conceptos de elasticidad de tubería y fluido. No obstante, se ha considerado adecuado ver ésta demostración.

La expresión de la celeridad para el caso considerado puede calcularse efectuando un balance de volúmenes para el mismo volumen de control definido en la Figura 10.57 en el instante en el que la perturbación llega al depósito ( $t=L/a$ ).

Dicho balance de volúmenes establece tres términos claramente definidos:

$$\Delta V_0 = \Delta V_f + \Delta V_t \quad (10.47)$$

donde:  $\Delta V_0$  es el volumen total de fluido que ha entrado en la conducción durante el tiempo  $L/a$ ;

$\Delta V_f$  es el volumen adicional que experimenta el interior de la conducción por el hecho de que el fluido al aumentar su presión ha reducido el volumen que ocupaba inicialmente; y

$\Delta V_t$  es el aumento de volumen derivado de la dilatación que experimentan las paredes de la tubería al producirse el aumento de presión.

Nótese en este análisis que tanto el término  $\Delta V_f$  como el término  $\Delta V_t$  provienen de considerar un comportamiento elástico tanto del propio fluido como de las paredes de la conducción. Para realizar el balance de volúmenes es necesario determinar el valor de cada uno de los tres términos de la expresión (10.47).

El primero de los términos es el volumen que en un tiempo  $L/a$  ha entrado en la conducción. Dicho volumen es

$$\Delta V_T = V_0 A \frac{L}{a} \quad (10.48)$$

Por otro lado, el volumen adicional resultado de la compresión del fluido, obtenido a partir de la definición del módulo de elasticidad volumétrico del fluido es

$$\Delta V_1 = V \frac{\Delta p}{K} \quad (10.49)$$

En la aplicación de la definición del coeficiente de elasticidad volumétrico se han considerado incrementos tanto de presión como de volumen con signos opuestos, ya que el efecto final que se busca es un aumento de volumen.

Finalmente, el aumento debido a la dilatación de las paredes viene dado por la expresión

$$\Delta V_2 = L \cdot \Delta A = L \frac{\pi D}{2} \Delta D \quad (10.50)$$

expresión en la que se desprecia el efecto de la dilatación longitudinal. Puede tenerse en cuenta entonces la relación entre el alargamiento unitario del diámetro y la tensión a la que se ve sometida el material (ley de Young)

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma}{E} = \frac{\Delta D}{D} \quad (10.51)$$

donde queda definido el módulo de Young  $E$  de un determinado material. Relacionando la tensión de trabajo con la variación de presión y las dimensiones del conducto (diámetro interior  $D$  y espesor  $e$ )

$$\sigma = \frac{T}{2e} = \frac{\Delta p \cdot D}{2e} \quad (10.52)$$

Finalmente, agrupando todos los resultados anteriores y teniendo en cuenta el valor del pulso de Jowkowski obtenido en (10.41) se obtiene

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E e}}} \quad (10.53)$$

Resulta intuitivo que el valor de la celeridad en un sistema dado dependa fundamentalmente tanto del parámetro que caracteriza la elasticidad del medio fluido (el módulo de compresibilidad volumétrico  $K$ ), como del parámetro que hace lo propio con el material que configura las paredes de la tubería (módulo de Young  $E$ ). Otros parámetros menos significativos relevantes son el espesor ( $e$ ) y la forma de la sección recta del conducto que, en el caso que aquí se trata, se plasma en el diámetro ( $D$ ) de la conducción.

Otro de los efectos que influye de manera decisiva en el valor de la celeridad es el anclaje y sujeción de la misma. La expresión obtenida admite una imposibilidad completa de la conducción para desplazarse longitudinalmente, no obstante existen expresiones alternativas para otras circunstancias de instalación.

En lo sucesivo se considerará como situación más habitual el hecho de considerar a conducción completamente anclada, de forma que la elasticidad de la misma sea debida únicamente a la elasticidad del material y no a otras características propias de la instalación de ésta. Así, en estas circunstancias, y particularizando para el caso del agua a temperatura ambiente (módulo de elasticidad volumétrico  $K = 2'074 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$  y densidad  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ), se obtiene una expresión de la celeridad de la onda de presión válida solo para casos en los que el fluido que circula es agua

$$a = \frac{1440}{\sqrt{1 + \frac{2.704 \cdot 10^9 D}{E e}}} \quad (10.54)$$

Como valores orientativos en la *Tabla 10.250.1* se recogen rangos de valores del módulo de diferentes materiales con los que se construyen conducciones para el transporte de fluidos.



*Tabla 10.25. Rango de valores del módulo de Young de diferentes materiales.*

Material	Módulo de Elasticidad (en MPa = $10^6$ Nw/m <sup>2</sup> )
Acero	210.000
Cobre	100.000 – 130.000
Fibrocemento	24.500
Fundición dúctil	165.000
Hormigón	15.000 – 30.000
H.arm. camisa chapa	40.000
Perspex	6.500
Plomo	5.000 – 20.000
Polibutileno	900
Poliéster	5.000
Polietileno Baja densidad	220
Polietileno Media Densidad	400
Polietileno Alta Densidad	900
Polipropileno	950
PVC rígido	2.950
Roca	50.000 – 60.000

*Comentarios a la expresión de la celeridad de la onda de presión.*

Del análisis de la expresión de la celeridad de Korteweg descrita en (10.53) merece la pena extraer una serie de comentarios y matizaciones:

- La expresión de la celeridad muestra con toda claridad como al aumentar la elasticidad de la tubería la celeridad de la onda de presión se vuelve más baja. Análogamente a menor elasticidad del material mayores valores se alcanzan en la velocidad de propagación de las ondas.
- Tanto el diámetro de la conducción como el espesor juegan un papel sumamente interesante. La relación entre el diámetro de la conducción y el espesor es un indicativo de la rigidez del sistema. Un tubo de gran diámetro y pequeño espesor es mucho más susceptible de contracciones y expansiones. Por el contrario, un cociente entre el diámetro y el espesor pequeño corresponde con una estructura del material muy rígida con poca capacidad de deformación. Consecuentemente en este último caso los valores de la celeridad de la onda de presión resultan mayores. Las figuras siguientes representan los valores de la celeridad de la onda de presión para diferentes materiales de fabricación de conducciones y diferentes valores de la relación diámetro/espesor.
- Para casos en los que se produzca la mezcla del agua con otra sustancias, y consecuentemente sean diferentes los valores de  $K$  y  $\rho$ , se debe aplicar para el cálculo de la celeridad de la onda de presión la expresión de Korteweg. Un caso particular de notable interés lo constituye el aire disuelto o en forma de burbujas, ya que puede originar variaciones en la celeridad de la onda de presión notables. La Figura 10.6 proporciona los valores de la celeridad a distintas presiones de

trabajo en función de la cantidad de aire disuelto para una tubería de acero con una relación diámetro /espesor de 20.

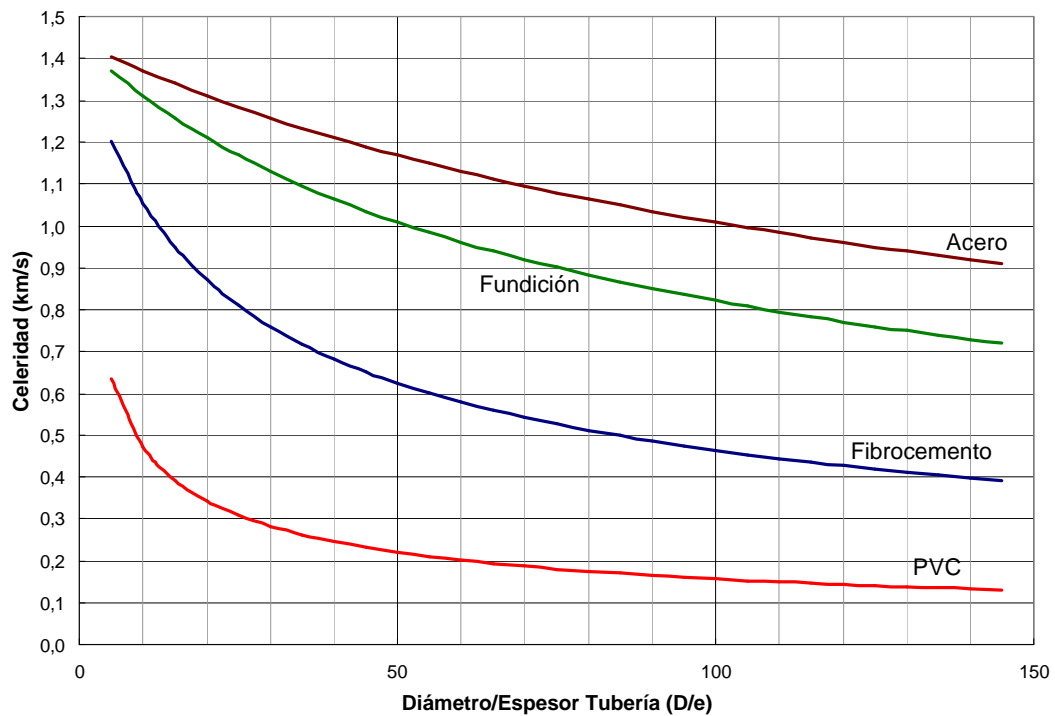


Figura 10.6. Celeridad de la onda de presión para distintos materiales.

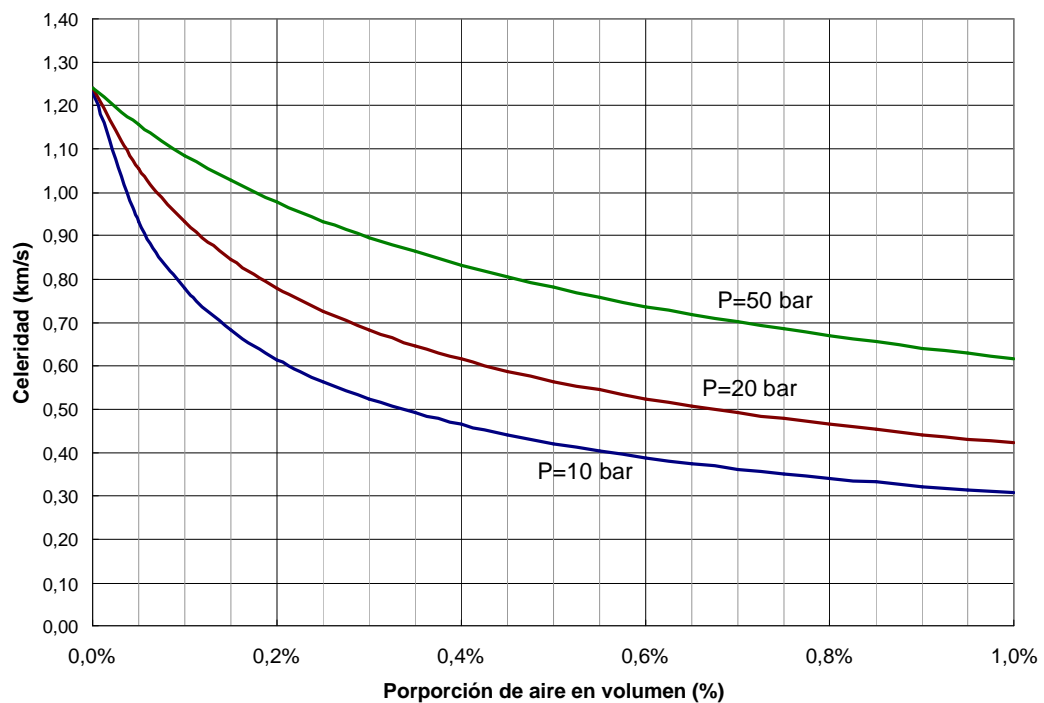


Figura 10.7. Celeridad de una tubería de acero con distintos contenidos de aire y a distintas presiones de trabajo.

### Ejercicio

En un sistema de aducción por gravedad circula un caudal de 100 l/seg a la temperatura de 20 °C. La tubería es de fundición dúctil de diámetro nominal 300 mm. Calcular el valor de la celeridad de la onda de presión y el valor de la sobrepresión máxima generada en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula al producirse un cierre instantáneo de ésta, suponiendo:

- No existe aire disuelto en el agua.
- El agua contiene un 1% en volumen de aire disuelto.

### Solución

a) La expresión de la celeridad, justificada con anterioridad, es:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{e} \frac{K}{E}}}$$

Dado que en este caso no existe aire disuelto, los valores de la densidad  $\rho$  y el módulo de elasticidad volumétrico  $K$  del fluido son los correspondientes al agua en las condiciones de trabajo ( $K = 2.074 \times 10^9 \text{ N/m}^2$  y  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ).

Para determinar la celeridad tan solo es necesario determinar las características geométricas y de elasticidad de la conducción. Una tubería de fundición dúctil de diámetro nominal 300 tiene las siguientes características geométricas:

*Dimensiones Geométricas de Tuberías de Fundición Dúctil*

DN	Dinterior (mm)	Dexterior (mm)	Espesor (mm)	Pmáx (bar)
100	98.8	118	9.6	64
125	124.6	144	9.7	64
150	150.4	170	9.8	64
200	202.2	222	9.9	62
250	253.4	274	10.3	54
300	304.6	326	10.7	49
350	352.6	378	12.7	45
400	402.8	429	13.1	42

Con estas dimensiones geométricas, y teniendo en cuenta que el módulo de elasticidad volumétrico de la fundición dúctil es:  $170 \text{ GPa} = 170 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ , el valor de la celeridad es:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{e} \frac{K}{E}}} = \frac{1440}{\sqrt{1 + \frac{304.6}{10.7} \frac{2.074 \cdot 10^9}{170 \cdot 10^9}}} = 1241 \text{ m/seg}$$

El valor de la sobrepresión de Joukowsky, generada por el cierre instantáneo de la válvula tendrá el valor, de acuerdo a la expresión estudiada con anterioridad:

$$\Delta p = -\rho a \Delta V$$

o bien, expresada en términos de altura piezométrica

$$\Delta H = -\frac{a}{g} \Delta V$$

En este caso, al tratarse de una reducción total del caudal que circula por la instalación, el valor de  $\Delta V$  es igual a la velocidad de régimen  $V_0$ . Dicha velocidad puede obtenerse directamente a partir del caudal y del diámetro interior de la conducción:

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0'1}{\pi \cdot 0'3046^2} = 1'37 \text{ m/seg}$$

En definitiva, el valor de la sobrepresión máxima generada tras el cierre de la válvula es:

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_0 = \frac{1241}{9'81} \cdot 1'37 = 173'3 \text{ mca}$$

b) Para el cálculo de la celeridad con aire disuelto, es necesaria la presión y la temperatura del sistema, al depender fuertemente de estos parámetros el módulo de elasticidad y la densidad del aire confinado. Por tanto a continuación se determina la densidad  $\rho_g$  y el módulo de compresibilidad  $K_g$  del aire. La densidad según la ley de los gases perfectos es

$$\rho_g = \frac{p}{RT}$$

y teniendo en cuenta que la presión de trabajo en la instalación es aproximadamente de 70 mca = 7 kg/cm<sup>2</sup>, el valor de la densidad del aire a la temperatura de trabajo (20°C) será

$$\rho_g = \frac{p}{RT} = \frac{7 \cdot 9'81 \cdot 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{287 \left( \frac{\text{N} \cdot \text{m}}{\text{kg} \cdot ^\circ \text{K}} \right) 293^\circ \text{K}} = 8'17 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

mientras que el módulo de elasticidad, al coincidir con la presión (al suponer una evolución isoterma) es

$$K_g = p = 7 \cdot 9'81 \cdot 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 6'867 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Ahora se trata de obtener el valor del módulo de compresibilidad y la densidad para la mezcla de 1% en volumen de aire y 99% de agua.

Las ecuaciones para determinar el módulo de compresibilidad  $K_T$  de la mezcla son

$$K_{\text{liq}} = -\Delta p \frac{\nabla_{\text{liq}}}{\Delta \nabla_{\text{liq}}}; K_g = -\Delta p \frac{\nabla_g}{\Delta \nabla_g}; K_T = -\Delta p \frac{\nabla_T}{\Delta \nabla_T}$$

siendo

$$\nabla_T = \nabla_{liq} + \nabla_g$$

$$K_T = K_{liq} + K_g$$

Operando con las expresiones de  $K_T$ ,  $K_{liq}$  y  $K_g$  se obtiene

$$-K_{liq} \frac{\Delta \nabla_{liq}}{\nabla_{liq}} = K_T \frac{\Delta \nabla_{liq}}{\nabla_t} + K_T \frac{\Delta \nabla_g}{\nabla_T} -$$

$$-K_{liq} \frac{\Delta \nabla_{liq}}{\nabla_{liq}} = K_T \frac{\Delta \nabla_{liq}}{\nabla_T} + K_T \frac{1}{\nabla_T} \frac{K_{liq}}{K_g} \frac{\nabla_g}{\nabla_{liq}} \Delta \nabla_{liq}$$

$$K_{liq} = K_T \frac{\nabla_{liq}}{\nabla_T} + K_T \frac{K_{liq}}{K_g} \frac{\nabla_g}{\nabla_T}$$

$$K_{liq} = K_T \frac{\nabla_T - \nabla_g}{\nabla_T} + K_T \frac{K_{liq}}{K_g} \frac{\nabla_g}{\nabla_T}$$

de donde finalmente se obtiene el valor del módulo de compresibilidad de la mezcla

$$K_T = \frac{K_{liq}}{1 + \frac{\nabla_g}{\nabla_T} \left( \frac{K_{liq}}{K_g} - 1 \right)}$$

En este caso concreto sustituyendo valores se obtiene

$$\left. \begin{aligned} K_{liq} &= 2'074 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2} \\ \frac{\nabla_g}{\nabla_T} &= 0'01 \\ \frac{K_{liq}}{K_g} &= \frac{2'074 \cdot 10^9}{6'867 \cdot 10^5} = 3'02024 \end{aligned} \right\} K_T = 6'649 \cdot 10^7 \frac{N}{m^2}$$

Por otro lado la densidad de la mezcla agua-aire es:

$$\rho_T = \rho_g \frac{\nabla_g}{\nabla_{Tt}} + \rho_{liq} \frac{\nabla_{liq}}{\nabla_T}$$

que sustituyendo valores conduce a

$$\rho_T = 8'17 \cdot 0'01 + 1000 \cdot 0'99 = 9'9008 \frac{kg}{m^3}$$

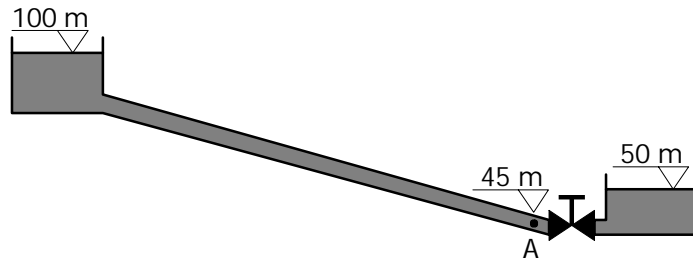
En definitiva el valor resultante de la celeridad es

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{e} \frac{K}{E}}} = \frac{\sqrt{\frac{6'649 \cdot 10^9}{990'08}}}{\sqrt{1 + \frac{304'6}{10'7} \frac{2'074 \cdot 10^9}{170 \cdot 10^9}}} = 259 \text{ m/seg}$$

Nótese como el valor de la celeridad se ha reducido en un 75% con tan solo un 1% de aire presente en volumen. Esto se debe al hecho de que una pequeña cantidad de aire aumenta notablemente la elasticidad del sistema.

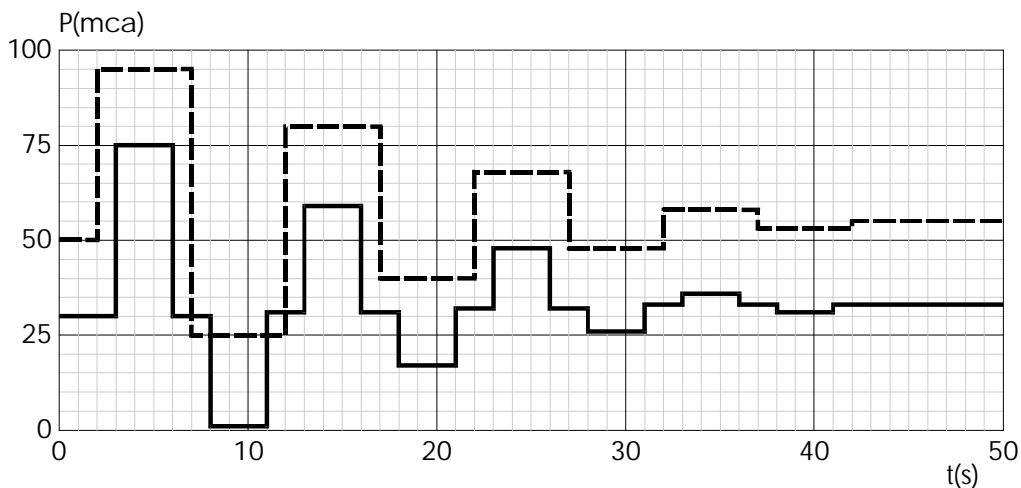
### Ejercicio

En una aducción por gravedad como la indicada en la figura, se dispone de los registros de presión de dos puntos (A y B) durante el transitorio originado por el cierre instantáneo de la válvula situada en el extremo aguas abajo de la conducción. El registro de presión del punto A (trazo discontinuo)



corresponde al punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula, mientras que el registro del punto B (trazo continuo) corresponde a un punto de la conducción cuya localización se desconoce. La conducción, de características uniformes, tiene una longitud de 1500 m y un diámetro de 250 mm. Sabiendo que la válvula se cierra de forma instantánea en el instante  $t=2$  segundos, obtener los siguientes valores:

- Las pérdidas por fricción  $h_f$  en la tubería.
- La celeridad  $a$  de la onda de presión.
- El caudal  $Q_0$  en régimen.
- La distancia a la que se encuentra el punto B donde se tiene el registro de presión.
- La cota a la que se encuentra el punto B.



### Solución

- La altura piezométrica en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula de regulación, en el instante inicial, antes de cerrarse la válvula es

$$H = \frac{P}{\gamma} + z = 50 + 45 = 95 \text{ mca}$$

y por tanto las pérdidas por fricción en la conducción son

$$h_f = 100 - 95 = 5 \text{ mca}$$

- b) La celeridad de la onda de presión se obtiene fácilmente a partir del conocimiento del fenómeno transitorio generado en un la conducción. Dado que la duración completa de las cuatro fases del transitorio es  $4L/a$  y que dicha duración en este caso puede verse en el registro de presión y es de 10 segundos puede determinarse directamente el valor de la celeridad:

$$\text{Periodo} = \frac{4L}{a} = 10 \text{ seg} \quad \Rightarrow \quad a = 600 \text{ m/seg}$$

- c) Para determinar el caudal de régimen es necesario conocer en primer lugar la velocidad de circulación  $V_0$  por el interior de la conducción de 250 mm en el instante inicial. Esta velocidad puede determinarse a partir de conocer el pulso de presión provocado por el cierre instantáneo de la válvula. En este caso, el valor del pulso máximo de presión o pulso de Joukowsky es de 45 mca, tal como puede verse de la lectura del gráfico de presiones en el punto A situado inmediatamente aguas arriba de la válvula. Por ello, la velocidad de régimen en la conducción es

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_0 = 45 \text{ mca} \quad \Rightarrow \quad V_0 = 0.736 \text{ m/seg.}$$

Por tanto el caudal de régimen en la conducción será:

$$Q_0 = \frac{\pi D^2}{4} V_0 = 36.1 \text{ l/seg.}$$

- d) La distancia a la que se encuentra el punto B puede determinarse viendo el tiempo que tarda la primera onda de presión en llegar desde el punto A hasta el punto B. Dicho tiempo de retraso, tal como puede verse en los registros de presión es de  $T_r=1$  segundo. Como la celeridad de la onda de presión es conocida, ya que se ha calculado con anterioridad, la distancia  $x$  a la que se encuentra el punto B será:

$$x = \frac{a}{T_r} = 600 \text{ m}$$

es decir, el punto B se encuentra a 600 metros de distancia del punto A.

- e) La cota a la que se encuentra el punto B se puede determinar sin más que analizar los registros de presión y los valores que estos alcanzan al establecerse el régimen permanente final después del cierre de la válvula. Así, la diferencia de presiones entre el punto A y el punto B tras el cierre de la válvula será precisamente la diferencia de cotas existentes entre dichos dos puntos:

$$\Delta z = 55 - 33 = 22 \text{ m}$$

Por tanto, la cota del punto B será:

$$z_B = 45 + 22 = 67 \text{ m}$$

#### 4. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA. DESCRIPCIÓN MATEMÁTICA DE LOS DIFERENTES MODELOS DINÁMICOS.

Para el caso del modelo elástico (modelo dinámico inercial que tiene en cuenta los efectos elásticos, que describe el fenómeno del golpe de ariete) las ecuaciones básicas que modelan el fenómeno en el seno de un conducto simple uniforme de diámetro constante son las ecuaciones de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento. Estas ecuaciones pueden encontrarse en las referencias clásicas (Chaudhry (1987), Wylie y Streeter (1993)), o en textos más recientes como Abreu et al (1995). Dicho sistema de ecuaciones puede escribirse de forma simplificada como

$$\frac{gA}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (10.55)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{Q |Q|}{2DA} = 0 \quad (10.56)$$

Las variables dependientes son la altura piezométrica  $H$  y el caudal  $Q$ ; a lo largo de las dos variables independientes: la distancia a lo largo de la conducción  $x$  y el tiempo  $t$ . El resto de términos de las ecuaciones (3.2) y (10.56) son la aceleración de la gravedad  $g$ ; la celeridad de las ondas de presión  $a$ ; la sección transversal de la conducción  $A$  y su diámetro  $D$ . Para las pérdidas por fricción se asume la representación que proporciona el régimen estacionario (aproximación cuasi-estática), de forma que  $f$  representa el factor de fricción de la expresión de Darcy-Weisbach. Este sistema de ecuaciones frecuentemente se resuelve mediante el método de las características (MOC), cuyo objetivo es el de ofrecer una representación numérica discreta de las funciones  $Q=Q(x,t)$  y  $H=H(x,t)$  compatibles con el sistema de condiciones de contorno.

En el caso de que las variaciones de presión con el tiempo sean lentas ( $\partial H/\partial t \rightarrow 0$ ) la ecuación de continuidad se reduce a

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (10.57)$$

que indica que el flujo se convierte en uniforme, es decir se comportará como una masa de líquido absolutamente rígida.

$$Q = Q(t) \quad (10.58)$$

La ecuación de la energía, integrada a lo largo de una línea de corriente de longitud  $L$ , conduce a

$$\frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} + H_d - H_u + \frac{fL}{2gDA^2} Q |Q| = 0 \quad (10.59)$$

Esta ecuación muestra que la diferencia de alturas  $H_d - H_u$  entre los extremos de la conducción se emplea en vencer las pérdidas en la conducción y en acelerar o frenar el fluido.



Finalmente, despreciando la altura debida a la aceleración, íntimamente ligada a la inercia del fluido, ( $dQ/dt \rightarrow 0$ ) y en el supuesto de que  $H_d - H_u$  no cambie con el tiempo, (10.59) se convierte en la clásica expresión de Darcy-Weisbach, característica del modelo estático

$$h_f = H_u - H_d = \frac{fL}{2gDA^2} Q|Q| \quad (10.60)$$

La utilización de esta ecuación con variaciones lentas de  $H_d$  y  $H_u$  constituye la base del modelo cuasi-estático. El calificativo de cuasi-estático es, así, consecuencia de utilizar un conjunto de ecuaciones mixto desde la perspectiva de la variable temporal: ecuaciones estáticas por lo que se refiere al sistema propiamente dicho (expresión (10.60)), y dinámicas por cuanto a las condiciones de contorno se refiere.

Lógicamente, el modelo más simple existente es el modelo estático o modelo estacionario, en el que tanto las ecuaciones características del sistema como las condiciones de contorno son independientes del tiempo.

#### 4.1. Condiciones de contorno.

Además de la presentación de las ecuaciones fundamentales características de cada uno de los modelos y de las aproximaciones que con ellas se pueden realizar, no puede abordarse el análisis completo de una red de distribución sin considerar las condiciones de contorno. Las variaciones a lo largo del tiempo de las presiones en una conducción son el resultado de los cambios de caudal experimentados en los contornos. En ocasiones las condiciones de contorno resultan sumamente sencillas, tal es el caso de un depósito de nivel constante (sección infinita), un nudo de conexión en una red, etc., si bien existen otras circunstancias en las que la modelación de la condición de contorno supone la resolución de un problema matemático de importancia. Ejemplos de este tipo de condiciones de contorno complejas no son difíciles de encontrar: paradas de grupos de bombeo, elementos de protección tales como calderines de aire, ventosas, chimeneas de equilibrio, etc.

#### 4.2. Aplicaciones de los distintos tipos de modelo.

Los diferentes modelos de análisis de sistemas hidráulicos a presión descritos tanto cualitativa como matemáticamente en los apartados anteriores, responden a necesidades y situaciones diferentes de la práctica ingenieril. Aunque las características del sistema tienen su influencia a la hora de conocer cuál es el modelo más adecuado que debe aplicarse para resolver un problema hidráulico determinado, son sin duda las condiciones de contorno las que resultan prácticamente definitivas a la hora de discernir tal cuestión. Cuanto más brusca sea la perturbación, mayor incidencia tendrán en la respuesta las propiedades elásticas del sistema y el modelo a aplicar deberá ser el elástico. A medida que las variaciones son menos bruscas, el modelo rígido pasa a ser suficientemente fiable, por lo que resulta conveniente su utilización, ya que su resolución comporta un esfuerzo mucho menor.

Si, finalmente, las variaciones en las condiciones de contorno son muy lentas, los efectos inerciales son despreciables. En ese caso se puede recurrir al modelo cuasi-estático, basado en calcular una sucesión de estados estacionarios a lo largo del tiempo variando de manera discreta los estados de carga.

En definitiva, del análisis de los diferentes tipos de condiciones de contorno y de la consideración de los diferentes modelos descritos con anterioridad pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- El modelo dinámico inercial elástico (que describe el llamado golpe de ariete) viene caracterizado por el sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (3.2), y al menos una condición de contorno cuya variación a lo largo del tiempo sea rápida. Se trata del modelo más general de todos, pero al mismo tiempo el que presenta mayor dificultad tanto en su desarrollo como en la cantidad de información necesaria.
- El modelo dinámico inercial rígido (oscilación en masa), viene caracterizado por una ecuación diferencial ordinaria (10.59) y, al menos, una condición de contorno cuya variación a lo largo del tiempo no sea excesivamente rápida. Se trata de un modelo intermedio entre el modelo elástico y el cuasi-estático. De hecho, en numerosas ocasiones el desarrollo del mismo no compensa comparado con la mejora de los resultados que llegan obtenerse.
- El modelo cuasi-estático viene caracterizado por una ecuación algebraica en  $Q$  (10.60) y al menos una condición de contorno lentamente variable en el tiempo. El modelo cuasi-estático es el modelo dinámico más sencillo, tanto en desarrollo como en volumen de información necesaria para su desarrollo. No obstante no representa más que una sucesión de estados estáticos.

El modelo estático viene caracterizado por la ecuación algebraica (10.60) y por condiciones de contorno autónomas o estacionarias. La aparición de los modelos estáticos a lo largo del presente capítulo se reduce a su intervención como herramienta fundamental en la resolución de los modelos cuasi-estático e inercial rígido.

## 5. FUNDAMENTOS DE CÁLCULO DEL MODELO CUASI-ESTÁTICO.

No existe en la práctica una red de distribución que funcione de una forma totalmente estática en el tiempo. En sistemas de distribución de agua, los consumos (y, consecuentemente, los caudales que circulan por las tuberías del sistema) y las presiones no se mantienen constantes, sino que presentan fluctuaciones temporales (horarias) importantes. Por otro lado, las cotas de los niveles de agua en los depósitos de cabecera sufren variaciones debidas al balance instantáneo de masa del sistema, las estaciones de bombeo (o sobrepresoras) arrancan o paran, los consumos cambian en el tiempo, y las válvulas son maniobradas para operar adecuadamente la red.

Como se ha indicado ya con anterioridad, cuando las condiciones de contorno varían gradualmente en el tiempo, es aceptable despreciar los efectos elásticos e inerciales en las ecuaciones fundamentales, lo que equivale a efectuar la hipótesis de que los equilibrios hidráulicos se establezcan de un modo casi instantáneo, máxime cuando la escala de tiempos de nuestro análisis es larga (varias horas).

De esta forma se obtiene el comportamiento dinámico del sistema a través de la obtención de diferentes soluciones estáticas de la red conectadas entre sí a lo largo del tiempo mediante un módulo de integración de los caudales y de variación de elementos tales como válvulas, bombas, etc. Así, de forma esquemática el diagrama de flujo de un

modelo cuasi-estático de análisis de redes adoptaría la forma que se recoge en la Figura 10.8.

Del análisis del diagrama de flujo recogido en la Figura 10.8. se desprende que el análisis dinámico de un sistema hidráulico a presión mediante el modelo cuasi-estático presenta dos etapas claramente diferenciadas:

- *El módulo de análisis estático.* Es el módulo que para una situación dada de los consumos en los nudos, unos niveles en los depósitos y unos estados de los elementos del sistema (bombas, válvulas, etc.) obtiene los valores de los caudales circulantes por las conducciones y las alturas piezométricas en los nudos. Este módulo de análisis estático consta de dos partes claramente diferenciadas, tal como puede verse en la Figura 10.8, la Formulación del Problema (ensamblado de las matrices) y el Módulo de Resolución del Sistema de Ecuaciones. La primera de las partes se centra en la organización de las ecuaciones y las incógnitas del problema, en definitiva, de formular el problema de análisis y describirlo de forma matricial. La segunda de las partes resulta más matemática por cuanto se centra tan solo en la resolución del problema, en general matricial, formulado por el módulo anterior.

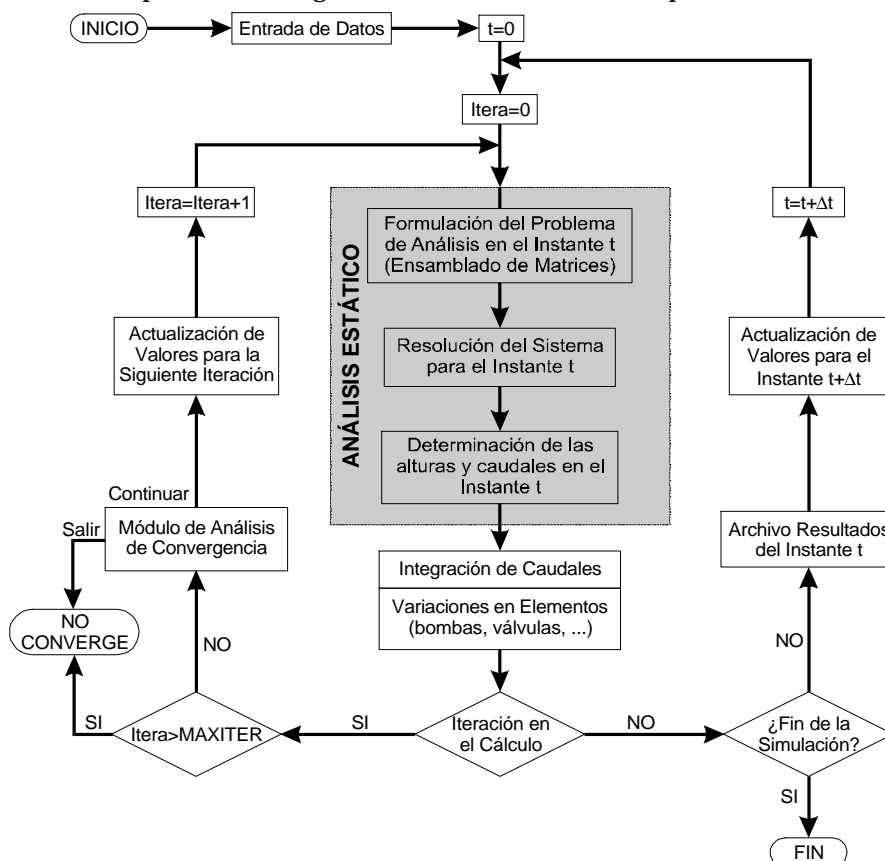


Figura 10.8. Diagrama de flujo de un modelo dinámico cuasi-estático de análisis de redes.

- La integración en el tiempo de las condiciones de contorno. Se trata de la parte del modelo que mediante un esquema de integración y balances de masas interconecta entre sí a lo largo del tiempo la secuencia de soluciones estáticas que se van obteniendo. Este esquema de integración, se establece a partir de las leyes de variación del volumen de agua en los depósitos, y de las curvas de demanda en los nudos.

Así, para un determinado instante genérico  $t$ , en el que se dispone de unos determinados valores de las consignas, de los niveles en los depósitos, y de una serie de hipótesis sobre el funcionamiento de los elementos (válvulas automáticas, de regulación, de retención, bombas, ...) se procede a emplear un módulo de análisis estático del sistema.

Una vez obtenidos los resultados del modelo estático de análisis debe procederse a la integración y tratamiento de las condiciones de contorno. En este punto se deben verificar una serie de condiciones, algunas de las cuales se enumeran a continuación:

- Los niveles en los depósitos supuestos inicialmente deben ser coherentes con los niveles y los resultados de caudales aportados o extraídos de los mismos.
- Las consignas sobre las bombas supuestas inicialmente deben ser coherentes con los resultados obtenidos del modelo estático.
- La posición inicial de las válvulas de retención debe ser la misma y coherente con la obtenida del módulo de análisis estático. Esta misma condición puede extenderse al caso de válvulas automáticas tales como reductoras de presión, sostenedoras de presión, limitadoras de caudal, etc.

Una vez se han analizado los resultados obtenidos del modelo estático puede ocurrir que sea necesario corregir alguno de los valores iniciales con los que se realizó éste y proceder de nuevo a un análisis estático. Este procedimiento debe repetirse iterativamente hasta que las hipótesis realizadas sobre los valores y estados de los elementos del sistema sean coherentes con los resultados obtenidos del módulo de análisis estático.

En el proceso de iteración dentro de un determinado instante de cálculo, dependiendo de las diferentes formulaciones empleadas en la integración de caudales y en el tratamiento de los diferentes elementos, puede ser necesario implementar lo que en la Figura 10.8. se denomina *Módulo de Análisis de Convergencia*. Se trata de un módulo que para determinado tipo de elementos sirve para detectar oscilaciones alrededor de determinadas soluciones.

Supóngase por ejemplo un sistema mal condicionado en el que se realiza la hipótesis de que una línea con una determinada válvula de retención se encuentra abierta. Si después del análisis del sistema en régimen estático se obtiene que el caudal que circula a través de dicha línea origina el cierre de la válvula de retención, debe procederse a cerrar ésta y a repetir de nuevo el análisis estático. Imagínese pues una situación de este estilo en la cual se decide cerrar la válvula de retención. Si al repetir de nuevo la simulación estática se obtiene que la altura piezométrica aguas arriba de la válvula de retención es superior a la altura piezométrica aguas abajo de la misma, indica un claro error en los datos. Si no se introduce un *Módulo de Análisis de Convergencia* el diagrama de flujo descrito abriría de nuevo la válvula de retención y repetiría de nuevo el análisis, obteniéndose la situación inicial. Este fenómeno podría repetirse indefinidamente hasta que se excediera el máximo número de iteraciones. En definitiva, el *Módulo de Análisis de Convergencia* evita en ocasiones iteraciones innecesarias en el algoritmo de análisis dinámico.

Una vez se alcanza una situación de equilibrio, tras un análisis estático, en donde las hipótesis realizadas sobre las variables y estados de los elementos coinciden con los resultados obtenidos, puede darse por concluido el análisis correspondiente al instante genérico  $t$ . Se procede en ese momento a aumentar el contador de tiempos ( $t=t+\Delta t$ ) y se realiza el análisis del sistema para el siguiente instante de tiempo considerado ( $t+\Delta t$ ).

Dadas las etapas claramente marcadas que presenta el modelo cuasi-estático de análisis en los siguientes apartados se desarrollan los fundamentos de alguna de estas etapas (la

formulación del problema y algún método de resolución). Los detalles acerca de la integración de las condiciones de contorno de los depósitos pueden seguirse en Bhawe (1991). Asimismo más detalles sobre la integración de caudales y selección de incrementos de tiempos pueden verse con detalle en Iglesias (2001).

## 6. INTEGRACIÓN DINÁMICA DE VARIABLES EN EL MODELO CUASI-ESTÁTICO.

### 6.1. Técnicas de integración dinámica de caudales en depósitos.

La presencia de los depósitos en los sistemas hidráulicos a presión es imprescindible para el adecuado funcionamiento de los mismos. Dichos depósitos, debido a las diferencias que aparecen entre los volúmenes de agua aportados y demandados de los mismos, sufren variaciones en sus niveles que indirectamente pueden condicionar el funcionamiento y niveles de presión del sistema que abastecen. Por ello es necesario conocer el comportamiento dinámico de este tipo de elementos.

La ecuación característica de comportamiento de un depósito cuyo nivel varía ligeramente a lo largo del tiempo se obtiene de la aplicación de la ecuación de continuidad al mismo

$$A_i \frac{dz_i}{dt} - \sum_{j=1}^{N_i} Q_{ij} = 0 \quad (10.61)$$

donde  $A_i$  es la sección transversal del depósito,  $z_i$  es el nivel de agua en el mismo,  $Q_{ij}$  es el caudal que fluye entre la tubería definida entre los nudos  $i$  y  $j$ ; y  $N_i$  es el número de conducciones conectadas con el depósito  $i$ .

Las diferencias entre los diferentes modelos de integración numérica se obtienen de las diferentes formas de discretizar la ecuación diferencial (10.61) a una ecuación algebraica con la que poder obtener los valores de los niveles  $z_i$  en cada uno de los depósitos. Se trata, en definitiva, de conocer los niveles  $z_i$  en los depósitos y los caudales  $q$  demandados de los nudos para poder aplicar con estos valores un modelo de análisis estático del sistema.

Aunque el planteamiento de las técnicas de integración puede realizarse para el caso más general de considerar que la sección transversal del depósito varía con la el nivel de agua en el mismo, para simplificar las expresiones y los desarrollos se admitirá que la sección de los depósitos es constante independientemente del nivel existente. Esta simplificación, como se verá a lo largo de los desarrollos realizados, no limita en absoluta la discusión sobre cuál debe ser la técnica más adecuada de integración de la ecuación (10.61).

#### *Formulación explícita. Método de Euler.*

Una de las formas más simples de integrar la ecuación (10.61) para cada uno de los depósitos es realizar la aproximación de que la integral se resuelve numéricamente mediante la regla del rectángulo (integración en primera aproximación). Es lo que se conoce también como la formulación explícita o el método de Euler, cuyo detalle se recoge a continuación.

La integración de la ecuación (10.61) entre dos instantes de tiempo consecutivos ( $t_0$ ,  $t_0 + \Delta t$ ) es

$$\int_{z_i(t_0)}^{z_i(t_0+\Delta t)} A_i dz_i = \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} Q_i dt \quad (10.62)$$

donde se ha definido como  $Q_i$  al sumatorio de todos los caudales que entran al depósito

$$Q_i = \sum_{j=1}^{N_i} Q_{ij} \quad (10.63)$$

Admitiendo que la sección  $A_i$  es uniforme, mediante la regla del rectángulo se obtiene

$$z_i(t_0 + \Delta t) = z_i(t_0) + \frac{\Delta t}{A_i} Q_i(t_0) \quad (10.64)$$

La expresión anterior es la ecuación empleada para obtener el valor de los niveles en los depósitos para el instante siguiente ( $t_0 + \Delta t$ ) a partir de los datos del instante actual ya resuelto ( $t_0$ ).

El algoritmo de aplicación de esta técnica de integración puede resumirse en los siguientes pasos:

- i) En el instante actual  $t_0$ , se conocen los niveles de agua en los depósitos ( $z_i$ , con  $i=1, 2, \dots, N_H$ ), las demandas en cada uno de los nudos para este instante ( $q_i(t_0)$  con  $i=1, 2, \dots, N_Q$ ), así como el estado en el que se encuentran los diferentes elementos de regulación (válvulas, bombas, etc.).
- ii) Conocidos los niveles en los depósitos, las demandas en los nudos y el estado de los elementos se determinan, para este instante  $t_0$ , las condiciones de equilibrio hidráulico utilizando el *Módulo de Análisis Estático*, que permite el cálculo de los caudales en las tuberías y de las alturas piezométricas en los nudos del sistema de distribución. Dicho módulo permite obtener para los depósitos, los caudales de entrada y/o salida de los mismos,  $Q_u(t)$  con  $i=1, 2, \dots, N_H$ .
- iii) Conocido cada uno de los caudales  $Q_i(t)$  de los depósitos, se puede obtener el nivel de agua en cada uno de ellos en el instante siguiente ( $t_0 + \Delta t$ ) mediante la expresión (10.64).

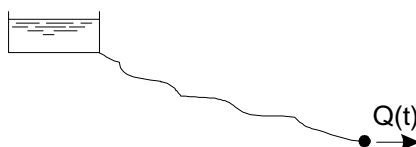
Desde un punto de vista físico, la expresión (10.64) expresa la hipótesis de que el balance de caudales en el depósito es constante durante el intervalo de tiempo  $\Delta t$ , o sea, que la variación de volumen en cada depósito en el intervalo de tiempo ( $t_0, t_0 + \Delta t$ ) está dada por

$$\Delta \forall_i(t_0, t_0 + \Delta t) = \forall_i(t_0 + \Delta t) - \forall_i(t_0) = Q_i(t_0) \Delta t \quad (10.65)$$

donde  $\Delta \forall_i(t_0, t_0 + \Delta t)$  es la variación del volumen en el depósito  $i$ , entre los instantes  $t_0$  y ( $t_0 + \Delta t$ ).

### Ejemplo de aplicación del método explícito.

A continuación se recogen los resultados de un ejemplo sumamente sencillo en el cual se muestran las características de la técnica de integración descrita. Se trata del depósito de la Figura 10.9 que abastece una aducción por gravedad. En el extremo aguas abajo de dicha aducción existe una demanda variable a lo largo del tiempo, que a los efectos de realizar la simulación se supone conocida.



*Figura 10.9. Esquema de la instalación.*

El análisis del comportamiento de la instalación se ha realizado considerando dos leyes de variación temporal de la demanda. Asimismo para cada una de las leyes de variación de la demanda se han analizado las dos situaciones correspondientes a los casos de llenado y vaciado del depósito. La primera de las leyes analizadas admite una variación de la descarga a lo largo del tiempo que puede expresarse de forma general como

$$Q(t) = Q_0 \left( 1 - \frac{t}{T_c} \right)^b \quad (10.66)$$

donde  $Q_0$  es el caudal de referencia (máximo en el instante inicial),  $T_c$  es el tiempo que tarda en anularse el caudal y  $b$  es un exponente que da forma a la curva de descarga. El valor del caudal demandado  $Q_0$  es positivo en el caso de que se desee analizar el vaciado del depósito y negativo en caso contrario.

El estudio dinámico efectuado sobre el depósito recoge los diferentes niveles calculados en el mismo a lo largo de 12 horas de simulación para diferentes valores del intervalo de cálculo empleado en la resolución. Los intervalos de cálculo empleados son 2 horas, 1 hora y 30 minutos. Para el proceso de vaciado de la conducción se ha escogido un caudal de referencia de  $6 \text{ m}^3/\text{min}$ , el mismo que se ha seleccionado para el proceso de llenado.

Los resultados obtenidos de la aplicación de la técnica de integración explícita para los diferentes intervalos de cálculo con los que se ha abordado el estudio son los que se recogen en la Figura 10.. Asimismo los resultados obtenidos se comparan con la solución real, obtenida empleando una discretización tan fina del intervalo de calculo que la aproximación de Euler o aproximación explícita ofrece los mismos valores que la integración real del sistema.

El análisis de los resultados mostrados en la Figura 10.10 permite establecer la conclusión inicial de que tanto para el proceso de llenado como para el proceso de vaciado de los depósitos el tiempo calculado mediante la aproximación explícita resulta mayor que el tiempo que realmente tarda en llenarse o vaciarse el depósito. Esta conclusión, no obstante no puede generalizarse, ya que va íntimamente unida a la forma de variación del caudal  $Q(t)$  (ecuación (10.66)) aportado o extraído del depósito. De hecho la ley de variación temporal utilizada para obtener los resultados anteriores supone una disminución del caudal aportado o extraído del depósito a lo largo del tiempo. En la situación contraria,

en la cual el caudal en lugar de disminuir con el tiempo, aumentase con el tiempo, los resultados obtenidos son absolutamente diferentes.

Considérese, pues, una ley de descarga cuya evolución a lo largo del tiempo sea creciente. A efectos de representar una variación similar a la mostrada por la ecuación (10.66), la ley de descarga que se considera es

$$Q(t) = Q_0 \left( \frac{t}{T_c} \right)^b \quad (10.67)$$

Se trata de una ley de variación similar a la empleada anteriormente, pero presenta la particularidad de que el caudal aumenta a lo largo del tiempo tanto si es vaciado del depósito (valor de  $Q_0$  positivo), como si el depósito se llena (valor negativo de  $Q_0$ ).

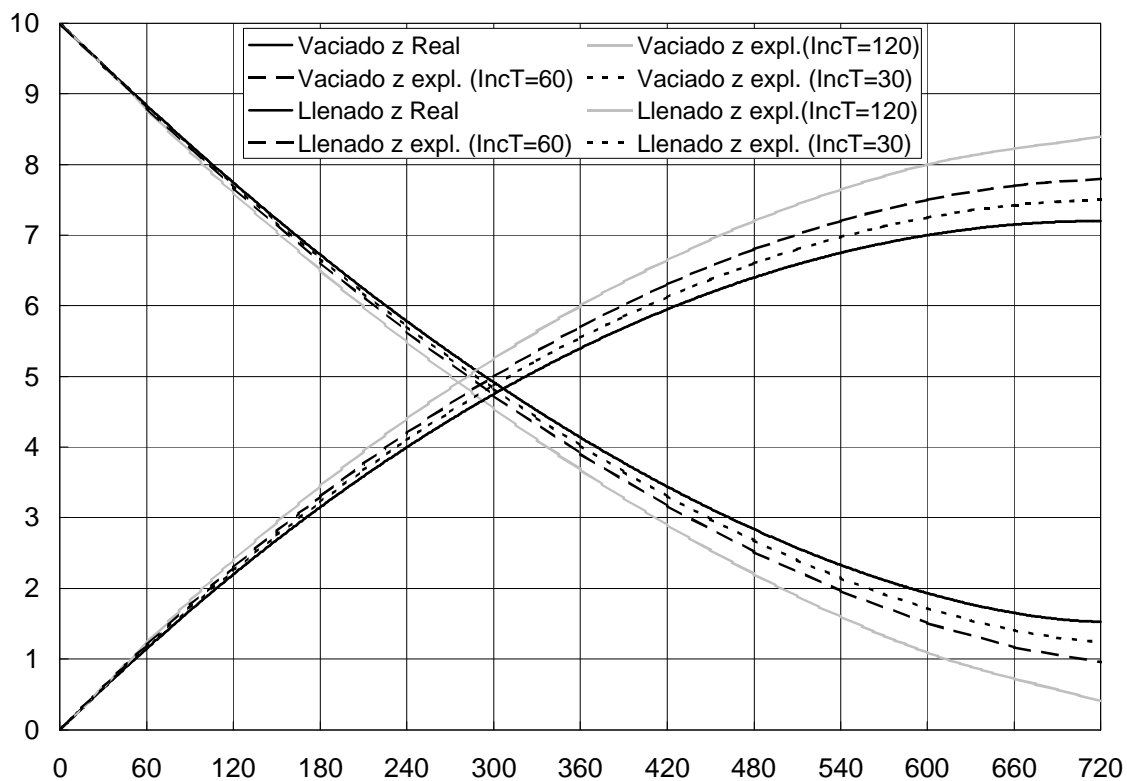


Figura 10.10. Integración explícita del llenado y vaciado de un depósito con diferentes incrementos de tiempo. Ley de descarga decreciente en el tiempo.

Los resultados del análisis dinámico con esta nueva ley de descarga para el proceso de llenado y el de vaciado del depósito son los que se recogen en la Figura 10.11. Al igual que en los casos analizados con anterioridad se recogen los resultados para diferentes intervalos de cálculo, así como la solución real del fenómeno.

Como puede verse, los resultados obtenidos con el estudio de la dinámica del depósito con una ley de descarga creciente en el tiempo son los contrarios a los obtenidos en el caso de una ley de descarga decreciente en el tiempo.

En definitiva, la predicción de cómo se desvían los resultados respecto de la situación física real al emplear la técnica de integración explícita, depende tan solo de la derivada de



la ley de descarga en el depósito. Una derivada de esta ley de descarga positiva (creciente en el tiempo) origina que los tiempos de llenado y vaciado se evalúen por defecto respecto de la situación real, mientras que una derivada negativa origina que la evaluación sea por exceso.

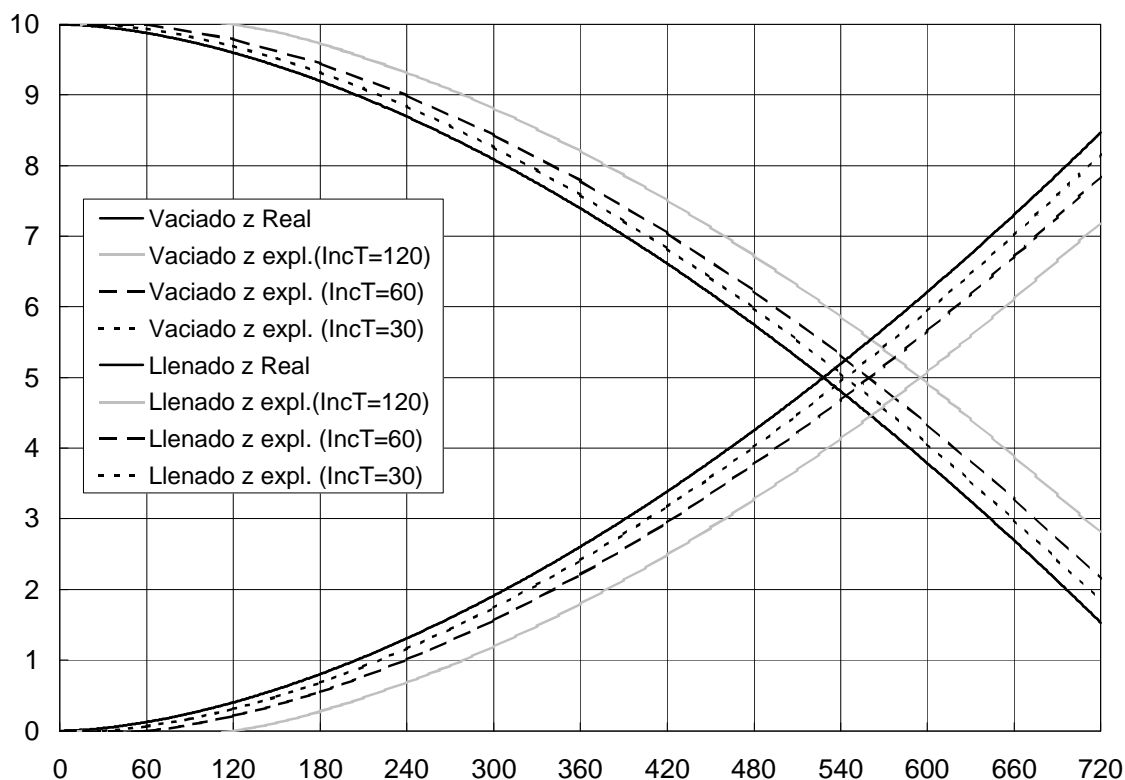


Figura 10.11. Integración explícita del llenado y vaciado de un depósito con diferentes incrementos de tiempo. Ley de descarga creciente en el tiempo.

Otro problema bien diferente resulta de cómo la integración explícita afecta a los niveles de presión en el sistema. En el caso de disponer de un solo depósito de alimentación es posible estimar si los niveles de presión calculados mediante la integración explícita son superiores o inferiores a los del sistema físico real. Por el contrario, en el caso de existir más de un depósito esta influencia se diluye, por cuanto un exceso o defecto en el nivel de uno de los depósitos no tiene influencia directa en el nivel de presiones en toda la red, sino que influyen también el resto de depósitos presentes en el sistema.

Sin ninguna duda, el mayor aliciente del empleo de este método reside en el hecho de que la utilización de la ecuación (10.64) constituye una técnica explícita de fácil aplicación. Por otro lado, los problemas derivados de la falta de precisión del método siempre pueden solventarse disminuyendo el intervalo de discretización. Sin duda alguna, para un intervalo de discretización dado se trata del método de integración de la condición de contorno en los depósitos cuya velocidad computacional es mayor, ya que a diferencia del resto de métodos que se analizan a continuación, no requieren iteraciones que supongan una nueva resolución por parte del módulo estático. Es decir, en ese método, el *Módulo Estático* tan solo se utiliza una vez en cada uno de los intervalos de cálculo analizados.

### *Método Predictor-Corrector.*

Otra de las técnicas utilizadas en la integración de la ecuación de continuidad aplicada a cada uno de los depósitos del sistema es la que se denomina técnica o método predictor-corrector o también denominada técnica implícita. Se trata de una metodología numérica basada en la integración del primer término de la ecuación (10.62) mediante la regla del trapecio.

La aplicación de dicha regla numérica de integración en la ecuación (10.62) conduce a

$$z_i(t_0 + \Delta t) = z_i(t_0) + \frac{\Delta t}{2A_i} [Q_i(t_0) + Q_i(t_0 + \Delta t)] \quad (10.68)$$

La ecuación anterior es una expresión implícita, ya que no se conoce a priori el caudal en el instante posterior,  $Q_i(t_0 + \Delta t)$ . De hecho, este caudal es función de los niveles de agua en los depósitos del sistema en el instante  $(t_0 + \Delta t)$ , que también son desconocidas antes de realizar el cálculo.

El método consiste en establecer un valor inicial tentativo mediante el empleo de la expresión de Euler explícita (ecuación (10.64)) y utilizar dicha expresión en la ecuación implícita (10.68). La utilización de la ecuación de Euler formalmente permite escribir la cota  $z_i^e(t_0 + \Delta t)$  estimada para el depósito  $i$  en el instante  $t_0 + \Delta t$  como

$$z_i^e(t_0 + \Delta t) = z_i(t_0) + \frac{\Delta t}{A_i} Q_i(t_0) \quad (10.69)$$

A partir de la expresión anterior puede utilizarse el *Módulo de Análisis Estático*, de forma que se calculan tanto los caudales de las líneas como los caudales de cada uno de los depósitos. Con los valores de los caudales en los depósitos  $Q_i^e(t_0 + \Delta t)$  se puede obtener mediante la expresión (10.68), el valor de los niveles en los depósitos  $z_i^c$  calculados de acuerdo a los caudales obtenidos

$$z_i^c(t_0 + \Delta t) = z_i(t_0) + \frac{\Delta t}{2A_i} [Q_i(t_0) + Q_i^e(t_0 + \Delta t)] \quad (10.70)$$

donde cada uno de los términos que aparecen han sido definidos ya con anterioridad.

El método puede detenerse en el caso de que la diferencia entre los niveles estimados y los niveles posteriormente calculados discrepen entre sí menos que una cantidad previamente determinada como nivel de precisión

$$|z_i^c(t_0 + \Delta t) - z_i^e(t_0 + \Delta t)| < \varepsilon \quad (10.71)$$

En caso de que no se verifique el criterio de convergencia actual se adopta el valor calculado de los niveles en los depósitos como niveles estimados y se vuelve a realizar una simulación estática. El proceso puede repetirse hasta verificar el criterio de convergencia reflejado por la ecuación (10.71).

La expresión (10.68) es correcta cuando el balance de caudales en cada depósito tiene una variación lineal a lo largo del intervalo de discretización  $\Delta t$  considerado. De hecho, en esta hipótesis, la variación de volumen en cada depósito está dada por

$$\Delta \nabla_i(t_0, t_0 + \Delta t) = \frac{\Delta t}{2} [Q_i(t_0) + Q_i^e(t_0 + \Delta t)] \quad (10.72)$$

expresión equivalente a (10.70). Si la variación de consumos en los nudos de unión tiene un carácter marcadamente lineal en el intervalo de discretización considerado, la técnica anterior permite la utilización de mayores intervalos que la técnica explícita. No obstante hay que tener en cuenta que el intervalo debe ser tantas veces mayor en el método implícito que en el explícito, como iteraciones en el módulo de análisis estático sean necesarias mediante la formulación implícita. En caso contrario, aunque el método implícito emplease intervalos de discretización mayores, sin embargo, tendría tiempos de computación mayores que la integración explícita.

#### *Corrección de Rao y Bree del método implícito.*

No cabe duda que en una integración implícita de la ecuación de continuidad en cada uno de los depósitos, para minimizar el número de equilibrios hidráulicos necesarios en cada intervalo de discretización, la primera estimación deberá ser lo más próxima posible a la solución correcta. Para alcanzar este objetivo, Rao y Bree (1977) efectuaron una modificación de la expresión de previsión (10.69) considerada en el método descrito en el apartado anterior, de forma que ésta tuviese en consideración la variación de consumo verificada en el sistema a lo largo del tiempo correspondiente al intervalo de discretización considerado.

La idea básica en la que se basa el desarrollo de Rao y Bree radica en considerar que entre el instante  $t_0$  y el instante  $t_0 + \Delta t$  se pueden producir importantes variaciones en las demandas de la red. De hecho, la expresión utilizada mediante la formulación implícita descrita anteriormente incurre en graves errores en la primera estimación cuando la curva de modulación en el intervalo indicado tiene una fuerte variación.

Así, cabe definir, después de realizar un estudio sobre cada uno de los depósitos, dos volúmenes consumidos por el sistema en el intervalo  $(t_0, t_0 + \Delta t)$ . Dichos volúmenes son los que se definen a continuación.

El primero de los volúmenes se obtiene realizando la hipótesis contemplada en el método predictor-corrector desarrollado con anterioridad, que admitía que los caudales en los depósitos permanecen constantes en el intervalo  $(t_0, t_0 + \Delta t)$ . En estas condiciones el volumen total  $\nabla_T$  salido o entrado en los depósitos del sistema de distribución en el intervalo de tiempo considerado, puede calcularse mediante la expresión

$$\nabla_T(t_0, t_0 + \Delta t) = \sum_{i=1}^{N_H} Q_i(t_0) \Delta t \quad (10.73)$$

Por otro lado el otro volumen que puede definirse en el sistema es el obtenido a partir de las leyes de variación de los consumos en los nudos de unión. Dicho volumen total consumido por el sistema  $\nabla'_T$  en el intervalo  $(t_0, t_0 + \Delta t)$ , se determinará en el caso más general, mediante la integración numérica de la curva de consumo de cada uno de los nudos del sistema.

Basándose en la consideración de los dos volúmenes definidos ( $\forall_T$  y  $\forall'_T$ ), se observa que en el caso general aparece un error en el balance de masa del sistema de distribución,  $E^e(t_0, t_0 + \Delta t)$ , que puede ser estimado inicialmente como

$$\begin{aligned} E^e(t_0, t_0 + \Delta t) &= \forall_T - \forall'_T(t_0, t_0 + \Delta t) \\ E^e(t_0, t_0 + \Delta t) &= \sum_{i=1}^{N_H} Q_i(t_0) \Delta t - \frac{\Delta t}{2} \sum_{i=1}^{N_Q} [q_i(t_0) + q_i(t_0 + \Delta t)] \end{aligned} \quad (10.74)$$

donde el superíndice e indica que se trata de una estimación realizada en el error del balance de masa del sistema; y  $q_i$  es la demanda en cada uno de los nudos en el instante especificado.

El error anterior representa el volumen de agua correspondiente a la variación del consumo verificada por el sistema en el intervalo de tiempo considerado. Este error se reparte según Rao y Bree entre los diferentes depósitos, de acuerdo a un criterio de proporcionalidad con el caudal del instante anterior. Así para un depósito genérico  $i$  se puede escribir

$$E_i^e(t_0, t_0 + \Delta t) = \frac{Q_i(t_0)}{\sum_{j=1}^{N_H} |Q_j(t_0)|} \cdot E^e(t_0, t_0 + \Delta t) \quad (10.75)$$

Tomando como base de partida la información expresada mediante la ecuación anterior, es posible estimar la variación del volumen de agua almacenado en cada depósito  $i$  a lo largo del intervalo de discretización,  $\Delta t$ , haciendo uso de la siguiente expresión

$$\begin{aligned} \forall_i^e(t_0, t_0 + \Delta t) &= Q_i(t_0) \Delta t - E_i^e(t_0, t_0 + \Delta t) \\ \forall_i^e(t_0, t_0 + \Delta t) &= Q_i(t_0) \left( \Delta t - \frac{E^e(t_0, t_0 + \Delta t)}{\sum_{j=1}^{N_H} |Q_j(t_0)|} \right) \end{aligned} \quad (10.76)$$

Finalmente, a partir de la previsión de la variación del volumen en cada depósito, dada por la expresión anterior, es posible obtener una estimación de los correspondientes niveles de agua en los mismos  $z_i(t_0 + \Delta t)$ , en el instante  $(t_0 + \Delta t)$ , a través de la expresión

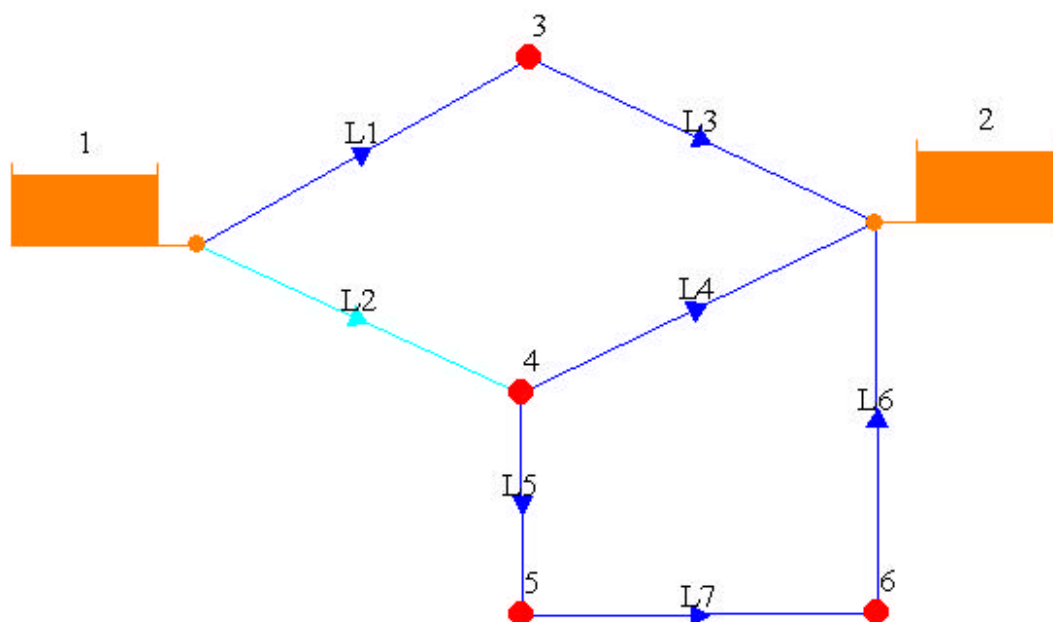
$$\begin{aligned} z_i^e(t_0 + \Delta t) &= z_i(t_0) + \frac{\forall_i^e(t_0, t_0 + \Delta t)}{A_i} \\ z_i^e(t_0 + \Delta t) &= z_i(t_0) + \frac{Q_i(t_0)}{A_i} \left( \Delta t - \frac{E^e(t_0, t_0 + \Delta t)}{\sum_{j=1}^{N_H} |Q_j(t_0)|} \right) \end{aligned} \quad (10.77)$$

que constituye, sin ninguna duda, una mejora de la expresión de previsión (10.69), de forma que se conseguirán estimaciones con mayor precisión.

### *Ejemplos de aplicación de las diferentes técnicas.*

A los efectos de analizar comparativamente el comportamiento de las tres técnicas de integración de la ecuación de continuidad en los depósitos se ha escogido una red de distribución simple. Dicha red es objeto de un estudio dinámico más exhaustivo en Bhawe (1991), si bien aquí se recoge tan solo el esquema de la red de distribución y los resultados obtenidos de los cálculos realizados.

Considérese una red de distribución como la indicada en la Figura 10.582, en la que se han considerado una serie de demandas en los nudos variables a lo largo del tiempo. El objeto de este ejemplo es discutir las diferentes alternativas de integración de la ecuación de continuidad en los depósitos analizadas. Para ello se ha considerado el caso en que existen al menos dos depósitos en el sistema. El sistema seleccionado no es demasiado complejo, ya que el objeto es el análisis de la integración dinámica de las condiciones de contorno (depósitos), no la potencia del módulo de análisis estático.



*Figura 10.582. Esquema de la red del ejemplo comparativo de las diferentes técnicas de integración dinámica.*

Se admite en el desarrollo del ejemplo que se conoce la situación completa del sistema en el instante  $t=0$ , y se pretende analizar cuáles son las condiciones (niveles en los depósitos) en el siguiente instante de cálculo. Para ello se ha seleccionado como intervalo de análisis 60 minutos. El estado de la red, en cuanto a caudales depósitos, niveles de los mismos y demandas existentes en los nudos en el instante  $t=0$  es el que se recoge en la Figura 10.593.

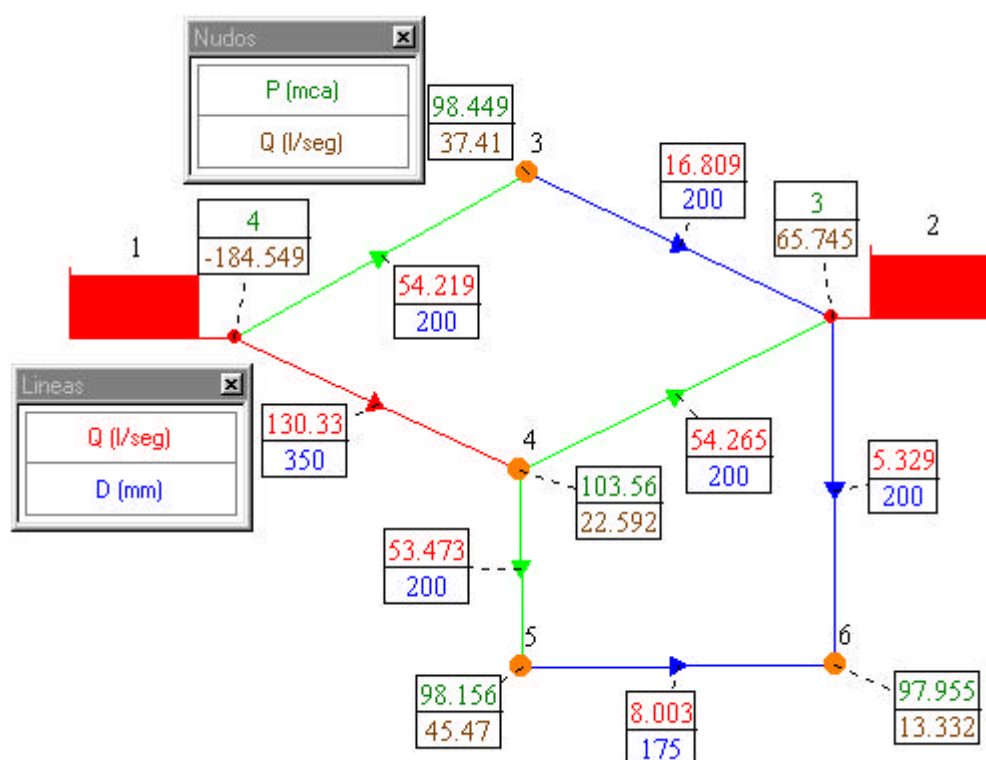


Figura 10.593. Valores de alturas piezométricas y demandas en nodos, caudales y diámetros en conducciones en el instante  $t=0$ .

El estudio de las tres técnicas de integración de caudales comentadas se ha realizado de acuerdo a las hipótesis que a continuación se indican. Se admite que en el instante  $t=\Delta t=1$  hora todos los consumos de red se ven afectados de un coeficiente de modulación  $C$ . Dicho coeficiente se ha variado, realizando diferentes estudios, con el objeto de analizar la influencia de la variación de caudal (tanto en aumento como en disminución del mismo) en la respuesta de las diferentes técnicas de integración. Los valores del coeficiente de modulación correspondiente al primer instante con los que se han realizado los diferentes estudios son 2, 4, 0.5 y 0.

Los resultados obtenidos se recogen en las siguientes figuras: Figura 10.604 ( $C=2$ ), Figura 10.615 ( $C=4$ ), Figura 10.626 ( $C=0.5$ ) y

Figura 10.637 ( $C=0$ ). En cada una de estas gráficas se ha reflejado comparativamente la evolución en cada iteración de los valores correspondientes a los niveles del depósito 1 ( $z_1$ ) y del depósito 2 ( $z_2$ ) de la Figura 10.582. Los valores se han recogido comparando los resultados de las dos técnicas implícitas: la técnica implícita que admite para la primera iteración la utilización de la técnica explícita, y la técnica implícita que para la primera iteración utiliza el algoritmo propuesto por Rao y Bree (1987). Para comparar los resultados obtenidos en cada uno de los casos con los resultados que se hubieran obtenido mediante la integración explícita tan solo es necesario comparar los valores finales con el valor inicial de la técnica implícita. Dicha técnica implícita como se ha indicado utiliza la aproximación explícita como herramienta de estimación de las cotas en la primera de las iteraciones.

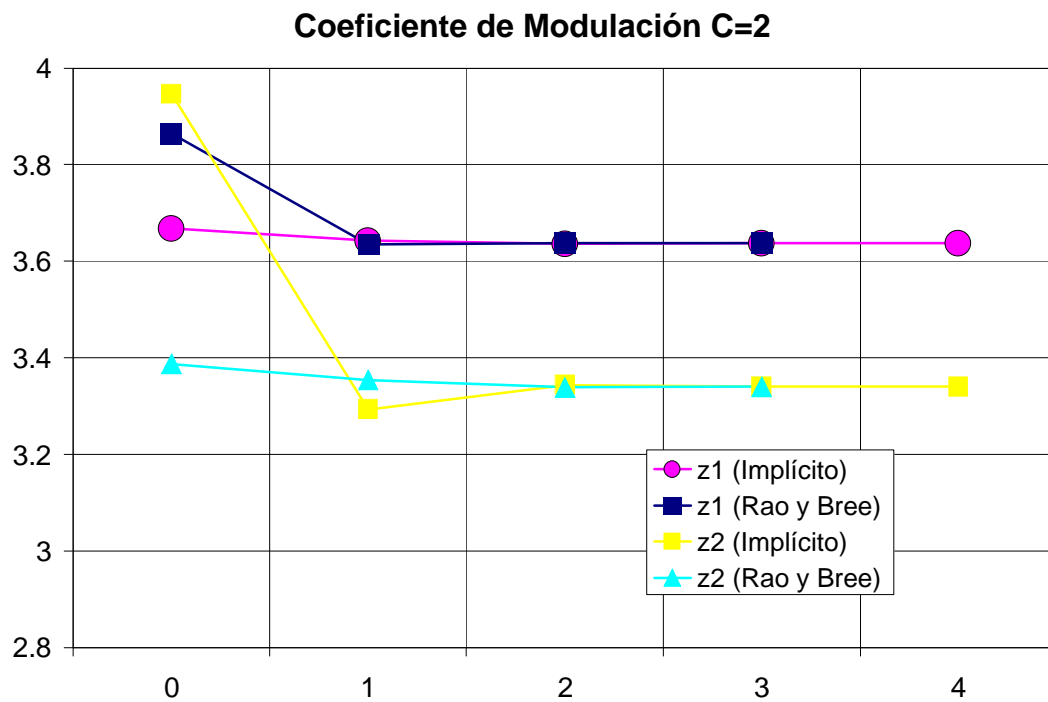


Figura 10.604. Comparativa de los métodos de integración de caudales para el ejemplo analizado y con coeficiente de modulación  $C=2$ .

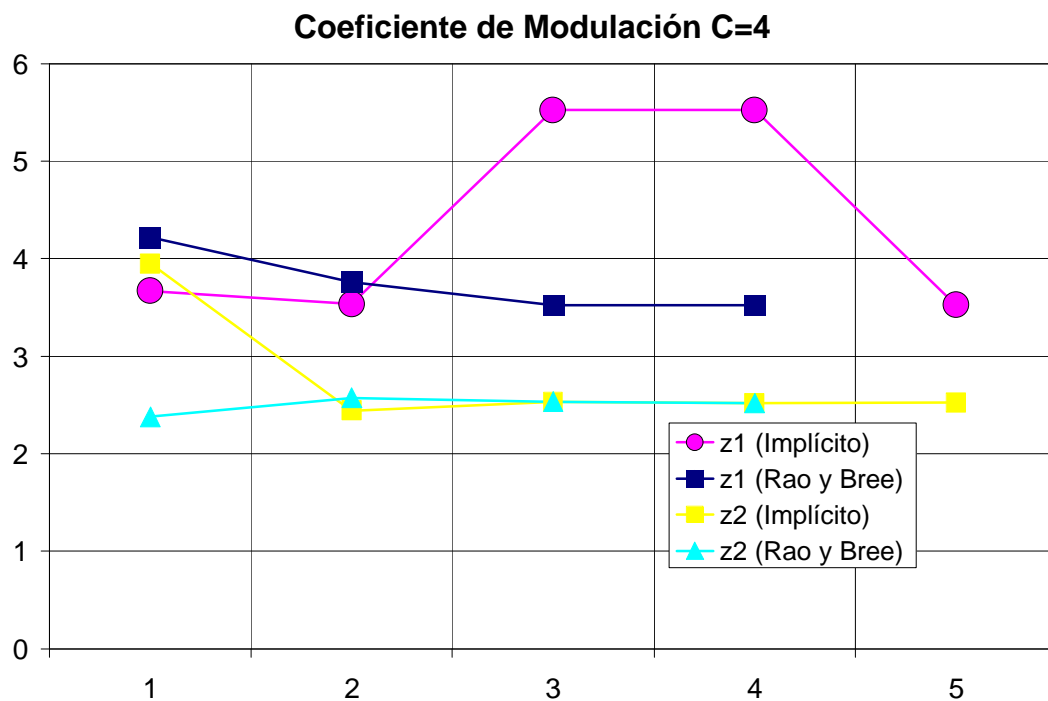


Figura 10.615. Comparativa de los métodos de integración de caudales para el ejemplo analizado y con coeficiente de modulación  $C=4$ .

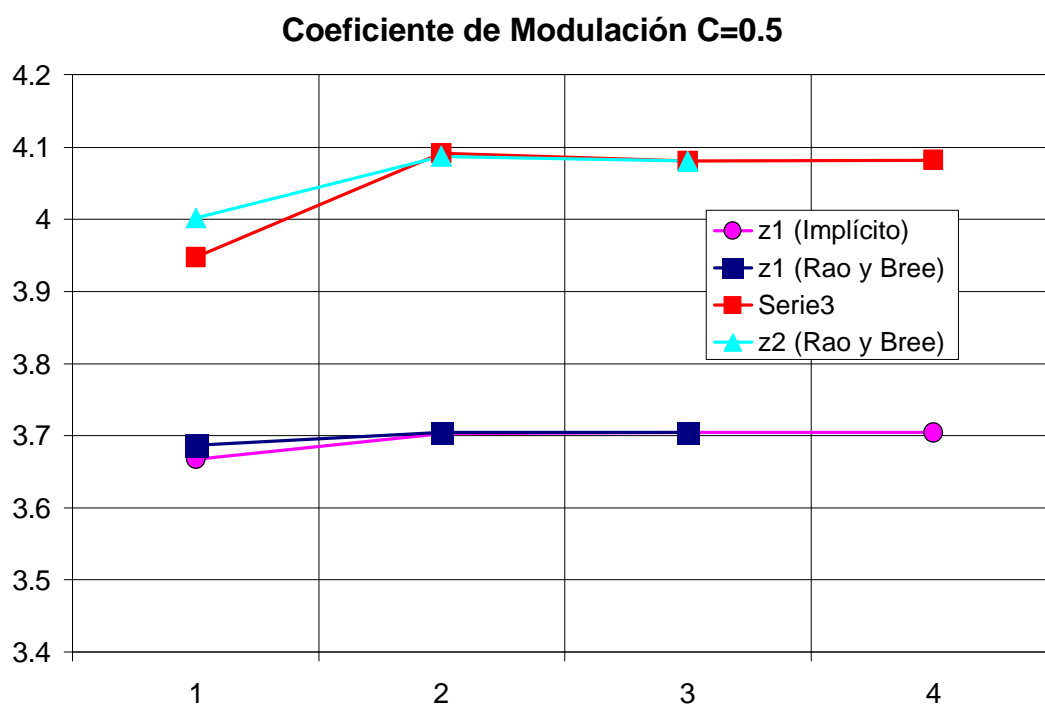


Figura 10.626. Comparativa de los métodos de integración de caudales para el ejemplo analizado y con coeficiente de modulación  $C=0.5$ .

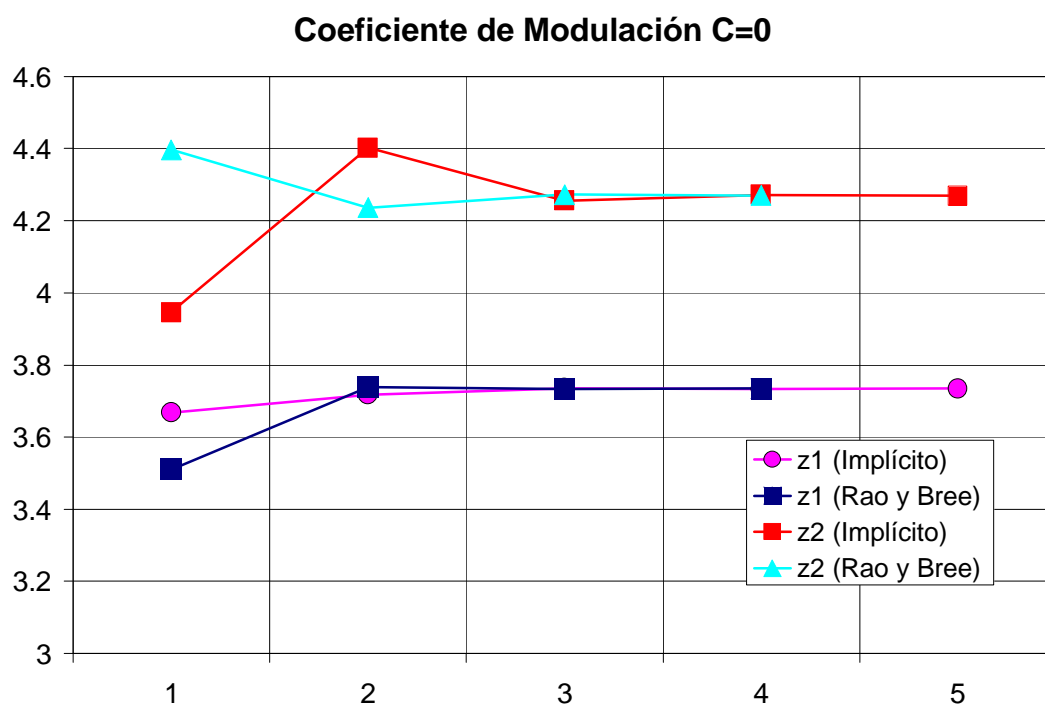


Figura 10.637. Comparativa de los métodos de integración de caudales para el ejemplo analizado y con coeficiente de modulación  $C=0$ .



Del análisis de las figuras anteriores se concluye que la técnica implícita basada en los desarrollos de Rao y Bree resulta más adecuada que la técnica implícita basada en la utilización de la técnica explícita para la primera iteración. De hecho, en alguno de los casos analizados los valores iniciales obtenidos de las cotas en los depósitos para la primera iteración mediante el método de Rao y Bree estaban más alejados de la solución final que los obtenidos mediante la estimación explícita. No obstante, a pesar de esto, en todos los casos la integración implícita basada en el método de Rao y Bree obtiene un menor número de iteraciones que la técnica implícita clásica.

A pesar de las ventajas que presenta la utilización de la técnica implícita, desde el punto de vista de la precisión de los resultados obtenidos, adolece de un gran inconveniente: el número de iteraciones. Cabe indicar que cada una de las iteraciones supone una nueva resolución del método de análisis estático, con el coste computacional que ello origina. Así, con esta técnica implícita, en ninguno de los casos analizados (aún tratándose de una red sumamente simple) se obtiene la convergencia en menos de 3 ó 4 iteraciones. Además como puede apreciarse la convergencia es mucho más lenta conforme mayores son las variaciones de caudal (mayor valor del coeficiente  $C$  de modulación) en el sistema entre el instante inicial y el instante de cálculo.

A efectos de comparación de las técnicas implícitas con la técnica explícita debe tenerse en consideración simultáneamente tanto la precisión de ambos métodos como la velocidad de cálculo. Para ello se procede a definir dos parámetros fundamentales:

- El parámetro  $\epsilon_e$ : máximo error generado mediante el uso de la técnica explícita, expresado como la diferencia en valor relativo entre los valores obtenidos entre la técnica implícita y la técnica explícita. Dicho error se establece respecto del valor obtenido mediante la técnica implícita.
- El parámetro  $N_e$ : número medio de iteraciones que requiere la técnica explícita para la resolución de cada uno de los intervalos de cálculo.

La utilización de la técnica explícita resulta computacionalmente más adecuada que la técnica implícita cuando el análisis del sistema mediante dicha técnica con un incremento de cálculo  $N_e$  veces inferior al empleado en la técnica implícita genera valores del parámetro  $\epsilon_e$  adecuados para el nivel de precisión requerido en el modelo. Es decir, la técnica explícita compensa su utilización respecto de la técnica implícita cuando para un mismo nivel de precisión requiere de un menor número de evaluaciones del régimen estático en el sistema. En caso contrario el modelo computacionalmente más adecuado es que emplee la técnica de integración implícita basada en el método de Rao y Bree.

A continuación a modo de conclusión se recogen los datos de tipo numérico realizados para comparar cuál de las técnicas desarrolladas resultaba más adecuada para el presente caso. Así, se recogen los resultados de los niveles en los depósitos después del primer instante de cálculos obtenidos mediante 6 métodos distintos:

- Solución exacta. Utilizando una de las técnicas de integración con un intervalo de cálculo lo suficientemente pequeño como para admitir que los errores derivados de la integración numérica son despreciables.
- Solución mediante la técnica implícita con un incremento de cálculo de 60 minutos.
- Solución mediante la técnica explícita con un incremento de cálculo de 60 minutos. Esta solución resulta fácil de obtener pues en el método Predictor-

Corrector el valor de los niveles para la primera de las iteraciones se obtiene con este método.

- Solución mediante la técnica explícita con un incremento de cálculo de 30 minutos. Es una opción que resulta válida respecto de la técnica explícita si la precisión de los resultados es del mismo orden de magnitud y el número medio de iteraciones de la técnica implícita es 2 o más.
- Solución mediante la técnica explícita con un incremento de cálculo de 20 minutos. Esta opción resulta válida para los mismos niveles de precisión que el método implícito si éste último emplea por término medio tres o más iteraciones.
- Solución mediante la técnica explícita con un incremento de cálculo de 15 minutos. Esta opción resulta válida con las mismas condicionantes que las soluciones anteriores si el número medio de iteraciones del modelo implícito es 4 o más.

Los resultados obtenidos mediante estos métodos de los niveles en los depósitos son los que se recogen en la Figura 10.648.

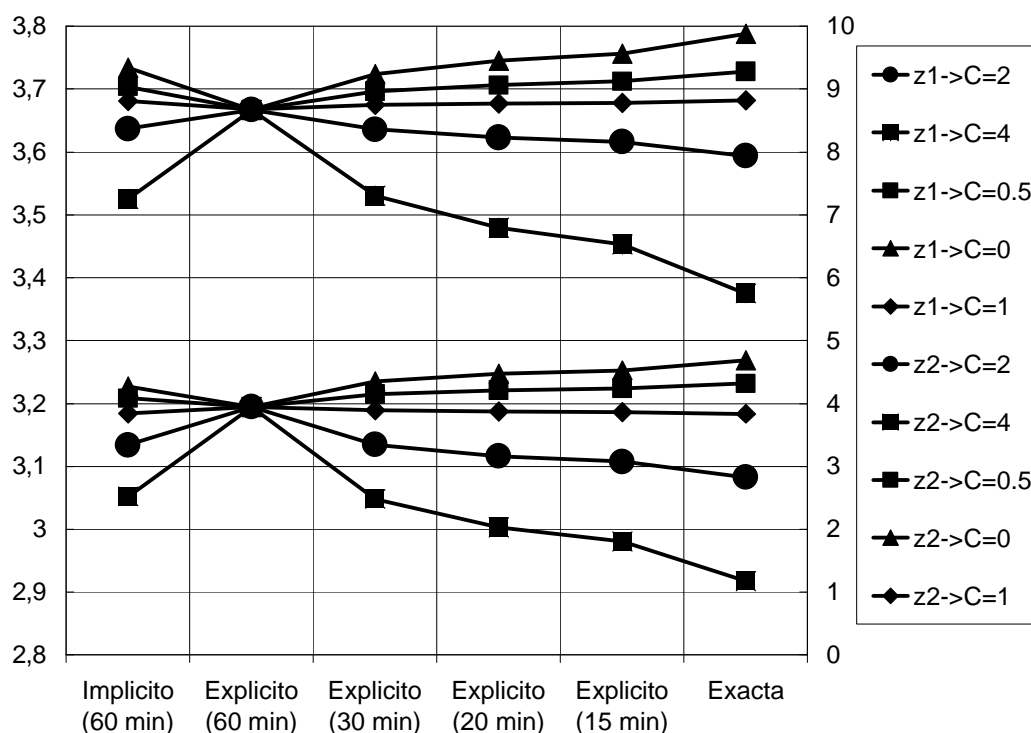


Figura 10.648. Resultados del nivel en el depósito 1 y en el depósito 2 obtenidos mediante diferentes soluciones de integración.

Nótese que en las figuras anteriores todas las gráficas coinciden en el punto correspondiente el método explícito con un incremento de cálculo de 60 minutos. Esto es debido a que el método explícito con intervalo de cálculo de 60 minutos supone que el cálculo del nivel en el depósito se realiza mediante un único paso de integración. Por tanto no se dispone de más información disponible que los caudales en el instante anterior. Además, como el método explícito no tiene en cuenta las demandas del instante siguiente para la determinación de los niveles en los depósitos, independientemente del valor del

coeficiente de modulación de los consumos durante el intervalo analizado dicho método ofrece siempre el mismo valor. Esto no ocurre en el resto de soluciones obtenidas mediante métodos explícitos con incrementos de tiempo de cálculo menores porque durante el tiempo total analizado (1 hora) se obtienen soluciones intermedias que son utilizadas en sucesivas aplicaciones de la formulación explícita.

Quizás una visión más adecuada que la recogida en las figura anteriores lo ofrece el nivel de error que cada uno de los métodos introduce. Así, en la Figura 10.9 se recoge el nivel de error de cada una de las soluciones obtenidas para el nivel en el depósito 1 y en la Figura 10.20 se obtienen los niveles de error correspondientes a los resultados del depósito 2.

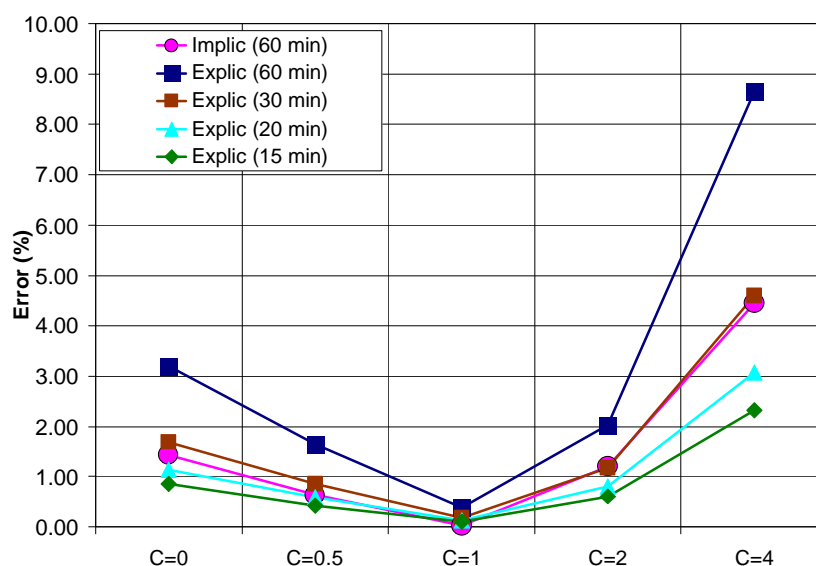


Figura 10.19. Errores de las diferentes soluciones en la obtención del nivel de agua en el depósito 1.

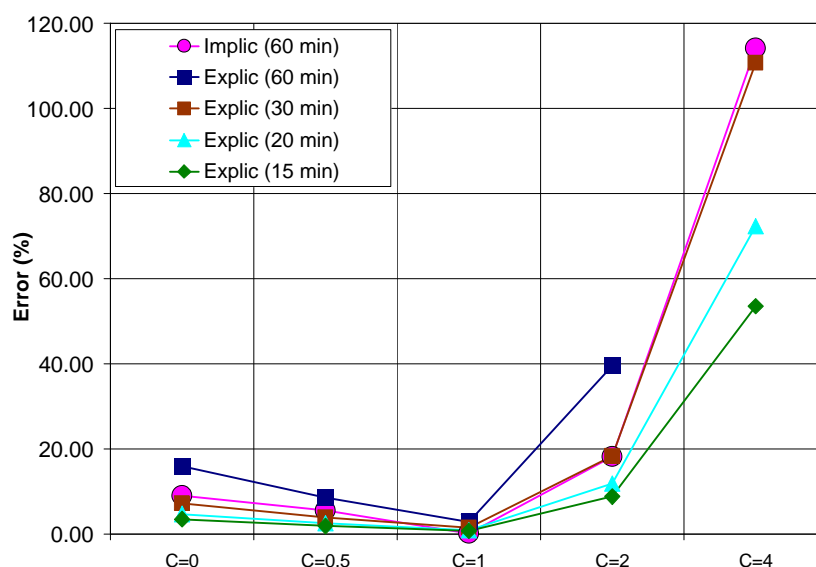


Figura 10.20. Errores de las diferentes soluciones en la obtención del nivel de agua en el depósito 2.

Del análisis final de la Figura 10.9 (correspondiente al depósito 1) y de Figura 10. (correspondiente al depósito 2) pueden extraerse algunos comentarios y conclusiones:

- La decisión entre una u otra metodología no es algo absoluto, ya que depende de multitud de factores y enfoques.
- Para un mismo incremento de cálculo es indudable que las técnicas implícitas ofrecen mejores resultados que las técnicas explícitas.
- Para un mismo nivel de precisión en muchas ocasiones el tiempo de cálculo necesario implementando un método explícito con un intervalo de tiempo de cálculo adecuado, éste presenta respuestas computacionales (expresadas en tiempo de cálculo) notablemente mejores.
- Para un determinado incremento de tiempo de cálculo, el error que se comete con las diferentes técnicas de integración depende no solo del método y del intervalo de discretización, sino también de las propias características de los elementos. Así, un depósito con una sección mayor (cuál es el caso del depósito 1) origina en general menor nivel de error que otro depósito de sección menor (como es el caso del depósito 2).

## 6.2. El problema de la asignación de cargas.

La condición de contorno que resulta fundamental en el análisis dinámico estudiado mediante el método cuasi-estático es la constituida por la variación a lo largo del tiempo de las demandas de consumo de los nudos del sistema. Sin la variación de los consumos en el sistema los efectos dinámicos apenas pueden estudiarse mediante el modelo cuasi-estático. Existen otro tipo de fenómenos dinámicos (paradas de bombas, maniobras en válvulas, fenómenos transitorios originados por roturas, etc.), pero que difícilmente resultan de aplicación mediante el concurso de un modelo cuasi-estático. Se trata de fenómenos cuya rapidez es excesiva para las condiciones con las que se desarrolla este modelo.

La obtención de las variaciones a lo largo del tiempo de las demandas en los diferentes nudos del sistema no resulta una cuestión fácil. En la mayoría de las ocasiones que se aborda el análisis de un sistema hidráulico a presión la única información disponible está almacenada en forma de volúmenes consumidos. El volumen consumido resulta una medida mucho más habitual que la variación del caudal a lo largo del tiempo. Conviene recordar que en un sistema de distribución de agua el volumen de agua consumido por cada uno de los abonados es el parámetro clave que sirve de referencia para elaborar la facturación de cada uno de ellos.

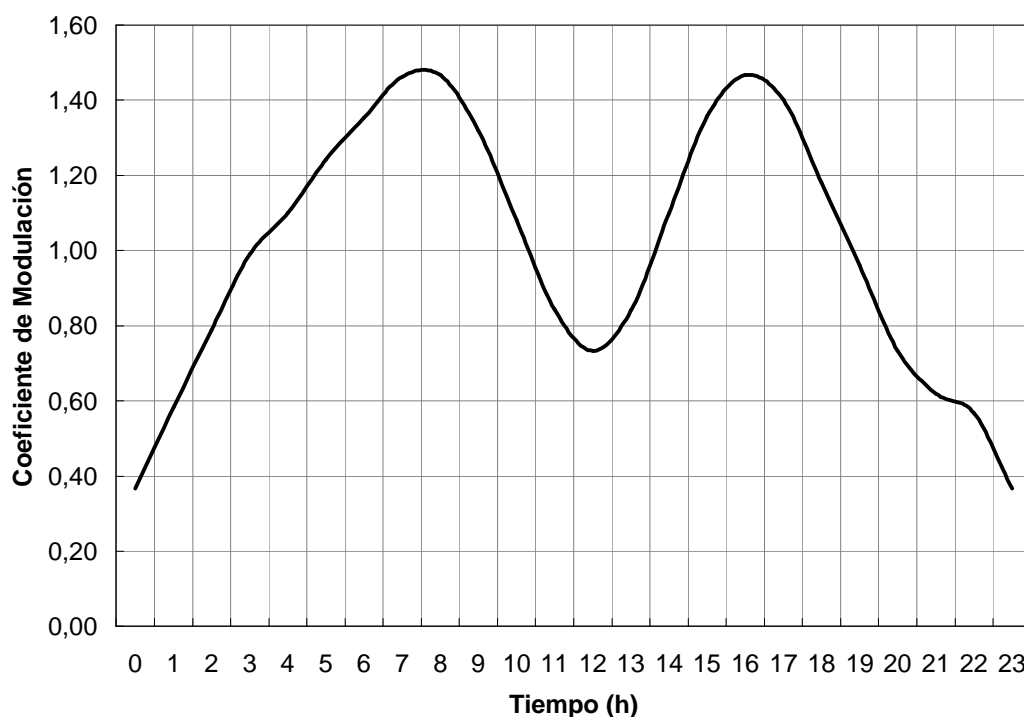
Admitiendo que se pudiese disponer de un sistema de medición en continuo de los caudales consumidos en los nudos del sistema, el resultado final sería una evolución de los caudales a lo largo del tiempo. Lo normal a la hora de analizar un fenómeno dinámico es expresar las fluctuaciones horarias del consumo referidas al consumo medio diario anual. De esta forma la evolución del caudal que se consume en cada uno de los nudos se representa mediante dos elementos:

- Un caudal medio de referencia, en general el caudal medio a lo largo del día.
- Una curva de modulación resultado de dividir la curva de variación temporal de caudales obtenida por el caudal medio.

Un fenómeno bastante característico y derivado de la dificultad de obtener las curvas

de modulación es el de extrapolar éstas a situaciones diferentes a las obtenidas. Así, de la obtención de una curva de modulación general para todo el abastecimiento (derivada de la instalación de un caudalímetro en cada una de las entradas del sistema) no es extraño encontrar estudios que extrapolan esta curva para cada uno de los nudos del sistema.

Una de las hipótesis más habitual en el empleo de los módulos dinámicos de tipo cuasi-estático de análisis de redes de distribución es la interpretación de los gráficos correspondientes a las curvas de modulación, o lo que es lo mismo de los gráficos que muestran la variación temporal de los consumos en el sistema. Para ello considérese que se conoce una determinada curva de modulación, obtenida después de un riguroso trabajo de medición y procesamiento de la información, tal como la indicada en la Figura 10.65.



*Figura 10.65. Curva de modulación.*

El problema más importante existente en el tratamiento de las curvas de modulación en los modelos cuasi-estáticos es la interpretación de las mismas. Así, admitiendo que la curva de modulación recogida en la Figura 10.65 tiene una resolución infinita, el problema se centra en ver cómo, para cada intervalo de cálculo los modelos cuasi-estáticos interpretan las curvas de modulación. Sin el manejo de algoritmos más complicados, y utilizando los modelos desarrollados comúnmente, la interpretación es la que se recoge en la Figura 10.662 (para un incremento de tiempo de 1 hora) y la Figura 10.673 (para un incremento de tiempo de  $\frac{1}{2}$  hora).

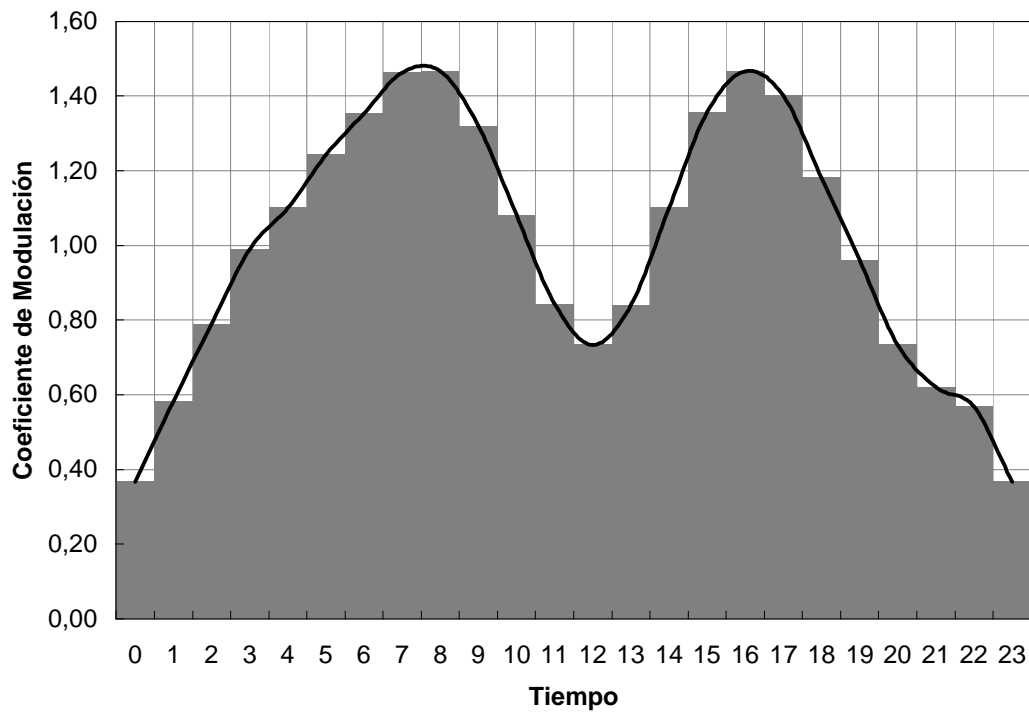


Figura 10.662. Interpretación de la curva de modulación con  $Dt=1$  hora.

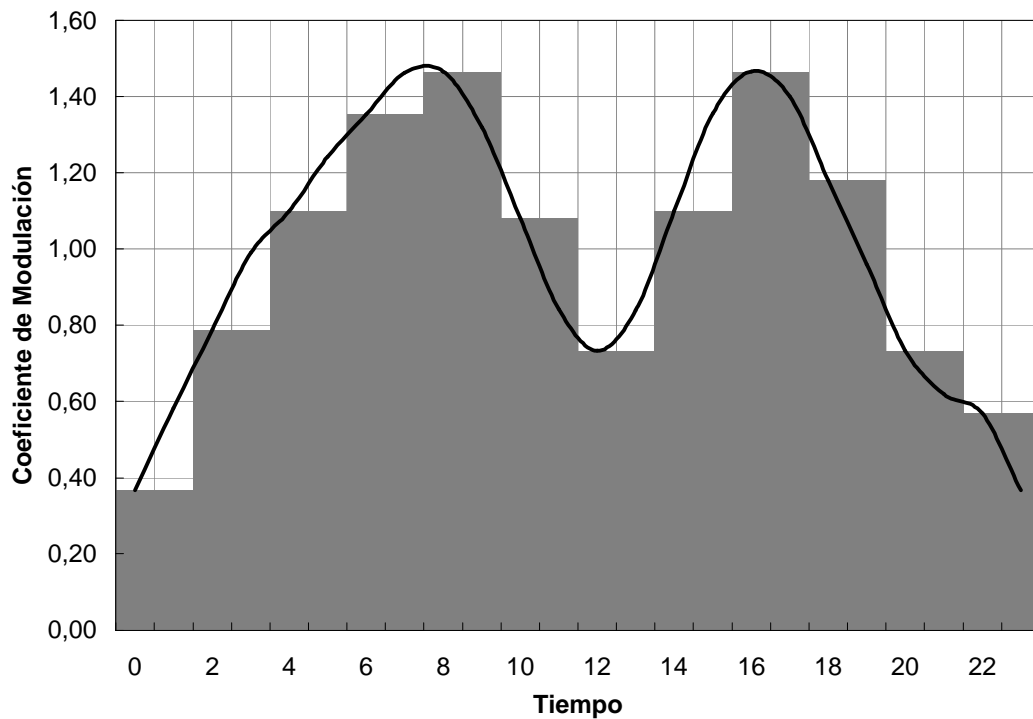


Figura 10.673. Interpretación de la curva de modulación con un incremento de cálculo de 1/2 hora.

En definitiva, hay que tener en cuenta que aunque la obtención de la curva de modulación sea sumamente precisa, los módulos de análisis cuasi-estático discretizarán ésta en tantas partes como defina el intervalo de cálculo adoptado para el análisis.

### 6.3. Modelación de maniobras en válvulas y bombas.

Una de las características principales que debe tener un modelo cuasi-estático de análisis de redes es la posibilidad de incluir entre sus condiciones de contorno el comportamiento de válvulas y bombas. La incorporación de este tipo de elementos a cualquiera de las formulaciones de análisis estático desarrolladas y comentadas en apartados anteriores resulta relativamente sencilla. El problema que se plantea es cómo se integran a lo largo del tiempo las maniobras y operaciones de este tipo de elementos. Se trata de ver cómo el modelo cuasi-estático recoge la posibilidad de analizar fenómenos como:

- Cierres progresivos de determinadas válvulas.
- Arranques y paradas de las bombas instaladas en la instalación.
- Cambio en la velocidad de giro de los grupos de bombeo en el caso de que estos dispongan de un variador de velocidad capaz de realizar esta función.

Dos son las formas en las que se pueden efectuar las variaciones en elementos como válvulas y bombas:

- Modificaciones controladas mediante una consigna temporal.
- Modificaciones controladas mediante una consigna relacionada con una variable del sistema.

Las primeras de estas modificaciones son fácilmente integrables en el módulo dinámico de análisis. Para ello, antes de abordar el cálculo de un determinado instante, se actualizan las características, estados y posiciones de los diferentes elementos. Se dispone pues, antes de abordar el módulo de análisis estático, de las características definitivas de estos elementos. Dentro de este tipo de modelaciones pueden incluirse maniobras y operaciones como:

- Arranques o paradas de bomba en un determinado instante. En este tipo de consignas deberá tenerse en cuenta que la discretización temporal se encuentra sometida al intervalo de cálculo considerado. Es decir, si se decide detener un grupo de bombeo a las 8:30 y el incremento de tiempo de cálculo es 1 hora, se detendrá la bomba, bien a las 8:00 o bien a las 9:00, ya que el estado correspondiente al instante en el que se detiene la bomba no existe para el módulo de análisis dinámico.
- Maniobras de válvulas, en las cuales a lo largo del tiempo se modifica el coeficiente de pérdidas característico de este tipo de elementos.
- Cierres de conducciones. Por necesidades de simulación puede requerirse simular los efectos en una instalación originados por el hecho de cerrar las válvulas de aislamiento. A efectos de modelación el aislamiento de una conducción es equivalente a eliminar ésta del sistema de ecuaciones. La inclusión de la posibilidad de generar cierres en las conducciones debe realizarse con cuidado, ya que un cierre no controlado puede originar que nudos con una determinada demanda, por el cierre de una conducción queden aislados del resto del sistema.

- Variación de la velocidad de giro de las bombas mediante una curva de consigna previamente establecida. Se trata de una modificación de la curva característica de la bomba, cuyo conocimiento es previo a la resolución del sistema mediante el módulo de análisis estático. Sobre la implementación de este tipo de consignas hay que realizar los mismos comentarios que los realizados en los arranques y paradas de bombas.

Las modificaciones de características de los elementos, basadas en consignas asociadas a variables de elementos, requieren de técnicas especiales de integración de su comportamiento. Se trata en general de situaciones en las que la única técnica posible para la integración de las mismas es el empleo de métodos implícitos, tipo predictor-corrector. El funcionamiento general de este tipo de técnicas de integración, asociada a elementos cuyos parámetros pueden variar en función de los valores que adoptan las variables de diferentes elementos, es el que se recoge a continuación de forma esquemática:

- i) Se determinan los valores de los diferentes parámetros antes de realizar los cálculos mediante el módulo de análisis estático. Estos valores se establecen principalmente mediante el criterio de dejar cada uno de los elementos en el estado en el que se encontraban en el instante anterior de cálculo.
- ii) Se resuelve el módulo de análisis estático, obteniéndose tanto caudales por las líneas como las alturas piezométricas en los nudos.
- iii) Se analiza, de acuerdo a los resultados obtenidos, si alguno de los elementos debe variar su posición o el valor de alguno de sus parámetros. En caso de que ninguno de los elementos deba cambiar sus parámetros, los valores obtenidos son válidos y se procede a calcular los valores del instante siguiente. En caso de que alguno de los valores obtenidos suponga modificar alguna de las características de alguno de los elementos se procede a realizar dicho cambio y se procede de nuevo a resolver las ecuaciones de la red mediante el módulo de análisis estático.

La única dificultad que presenta la utilización de un método iterativo en la resolución de los cambios de estado o en los cambios de valor de los parámetros de algunos elementos es que no garantiza la convergencia a una solución. De hecho, la introducción de condiciones contradictorias puede hacer que no se alcancen las condiciones del equilibrio del sistema. Así, aunque algunos modelos contemplan la posibilidad de modificar dentro de una iteración varios elementos, para garantizar la convergencia del modelo una buena práctica es asegurar que en cada iteración tan solo se modifica un elemento. Mas aún, la única condición que garantiza la convergencia de un método de este estilo radica en escoger un intervalo de cálculo de análisis de forma que dentro de dicho intervalo de cálculo tan solo se produzca un solo cambio sobre cada uno de los elementos susceptibles de modificar algunos sus parámetros.



## 7. MODELOS DE ANÁLISIS CUASI-ESTÁTICO ACTUALMENTE EXISTENTES.

En la actualidad existen una cantidad notable de modelos de análisis de redes de distribución de agua. Por ello a continuación se detallan algunos de los que tienen un mayor impacto:

- EPANET desarrollado por la Environmental Protection Agency (USA) y cuyos desarrollos pueden seguirse en Rossman (1997). Probablemente es el modelo de análisis de más amplio uso. Formula el problema basándose en el método del gradiente de una forma absolutamente similar a la descrita en apartados anteriores.
- KYPIPE desarrollado en la Universidad de Kentucky. Se trata de un modelo desarrollado mediante la formulación por mallas y la aplicación de la teoría lineal. Es probablemente de los pocos modelos que continúan aplicando la teoría lineal como alternativa clara al método del gradiente.
- H2ONET desarrollado por la empresa MW Soft Inc (Montgomery Watson, 1996) y WATERCAD, desarrollado por la empresa Haestad Methods. Son dos modelos absolutamente similares distribuidos por dos casas comerciales diferentes. Basan totalmente sus cálculos en el algoritmo de cálculo desarrollado por la US EPA para su programa EPANET: En la actualidad disponen de dos versiones claramente diferenciadas: una versión como aplicación independiente y otra versión como aplicación integrada en programas de diseño gráfico (AutoCAD®).
- MIKE NET, es un modelo desarrollado por el Danish Hydraulic Institute (2000) que al igual que los dos modelos anteriores toma como punto de partida el algoritmo de cálculo desarrollado por la US EPA. No obstante, presenta un entorno de trabajo más orientado a aplicaciones relacionadas con sistemas de información geográfica (SIG). De hecho, dispone en sus versiones comerciales de módulos de conexión con paquetes de SIG de la familia Arc View®.
- SARA (Software de Análisis de Redes de Agua) desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia. Los detalles acerca del desarrollo de este modelo pueden seguirse en Iglesias (2001). Utiliza como punto de partida el modelo desarrollado por la US EPA para el modelo EPANET, si bien dispone de algunas modificaciones en el cálculo para contemplar aspectos como la gestión de nudos que por operaciones de la red quedan desconectados. Incluye asimismo capacidades de modelación de elementos de protección contra incendios, elementos de riego, etc.
- GESTAR. Es un modelo de análisis de redes desarrollado en la Universidad de Zaragoza. Este modelo centra su campo de estudio en aplicaciones destinadas a las redes de riego, complementando tanto trabajos de modelación como de diseño.

## 8. EL MODELO ELÁSTICO PARA SISTEMAS COMPLEJOS.

### 8.1. Introducción.

El análisis de un determinado sistema hidráulico en régimen transitorio en el caso de que los efectos inerciales resulten de importancia requiere abordarse bien mediante el modelo rígido o bien mediante el modelo elástico. El modelo inercial rígido, tal como se demuestra en Iglesias (2001), no es capaz de determinar las sobrepresiones y depresiones originadas en la instalación por los denominados efectos elásticos. Se trata de aumentos y disminuciones de presión en los que los incrementos sobre los valores de régimen tienen su origen en el comportamiento elástico tanto del agua como de la conducción. El modelo inercial elástico constituye sin duda una herramienta imprescindible para el análisis de los fenómenos transitorios más rápidos, que son aquellos en los que el comportamiento elástico de fluido y conducto se ponen de manifiesto.

Desde un punto de vista cuantitativo no resulta sencillo establecer la frontera de separación entre el modelo inercial rígido y el modelo inercial elástico. No obstante, cualitativamente es simple establecer esta frontera: los acontecimientos denominados rápidos no podrán ser analizados mediante el modelo inercial rígido mientras que acontecimientos en los que las variaciones de caudal se produzcan de forma suave (fenómenos lentos) sí podrán serlo, obteniendo niveles de precisión análogos a los que se obtendrían con el modelo elástico. De esta forma fenómenos característicos en los sistemas hidráulicos tales como maniobras de apertura y cierre de válvulas realizados de forma rápida, paradas o arranques de bombas, etc., caen dentro de lo que se denominarían acontecimientos rápidos y por tanto requieren del modelo elástico para su estudio. Por el contrario acontecimientos como las variaciones de caudal en nudos del sistema, variaciones de nivel en los depósitos, e incluso determinadas maniobras no demasiado rápidas en válvulas y bombas, pueden ser analizadas mediante el modelo rígido sin pérdida de precisión respecto al análisis mediante el modelo elástico. No obstante, en no pocas ocasiones estos fenómenos que pueden analizarse mediante el modelo rígido pueden ser abordados, si las variaciones de caudal son suficientemente lentas, mediante el modelo cuasi-estático manteniendo los niveles de precisión adecuados.

En definitiva, disponer de un modelo inercial elástico para el análisis de fenómenos transitorios en sistemas hidráulicos a presión resulta imprescindible si se desean realizar análisis completos de cualquier fenómeno transitorio que pueda acontecer en tales sistemas. Dicho modelo tendrá que realizarse, lógicamente, mediante el modelo elástico, ya que con los otros dos modelos descritos (rígido y cuasi-estático) no se puede analizar la totalidad de los fenómenos posibles.

Al abordar un modelo elástico hay dos puntos de vista claramente diferenciados. Por una parte, centrarse en el cálculo de la propagación de las ondas de presión por las conducciones. Por otra, centrarse en el estudio del comportamiento de los diferentes elementos presentes en los sistemas. En este capítulo se centra la atención en dos aspectos claramente diferenciados. Por una parte se aborda la descripción de los métodos para la resolución de un modelo elástico. Por otra, se detalla la definición de los coeficientes de reflexión y transmisión que permiten realizar una interpretación cualitativa de algunos fenómenos simples. El análisis del comportamiento de elementos tales como los dispositivos de protección, bombas o válvulas se detalla en otros capítulos del texto.

## 8.2. Integración de las ecuaciones del modelo elástico.

### *Naturaleza de las ecuaciones.*

Las ecuaciones fundamentales correspondientes al modelo elástico, cuya deducción puede seguirse en cualquiera de los textos clásicos (Wylie y Streeter, 1993; Chaudhry, 1987, Almeida y Koelle, 1992), o bien en Iglesias y otros (2001) fueron abordadas ya en apartados anteriores. Dichas ecuaciones, consecuencia de la aplicación de la ecuación de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento a un tramo de conducción diferencial, en su forma más general son las que se recogen a continuación:

$$\begin{aligned} \frac{g}{a^2} \frac{dH}{dt} + \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{g}{a^2} V \sin \theta &= 0 \\ \frac{dV}{dt} + f \frac{V|V|}{2D} + g \frac{\partial H}{\partial x} &= 0 \end{aligned} \quad (10.78)$$

Las ecuaciones anteriores se expresan en términos de dos variables la altura piezométrica  $H$ , y la velocidad  $V$ , que, asociadas a cada punto y cada instante, permiten un seguimiento puntual y temporal del comportamiento del sistema. Son variables con dependencia espacial,  $x$ , y dependencia temporal,  $t$ . La primera de las variaciones queda delimitada por la longitud de la conducción de la forma

$$0 \leq x \leq L \quad (10.79)$$

mientras que la segunda de las dependencias, la dependencia temporal tan solo queda limitada por el instante inicial

$$0 \leq t < \infty \quad (10.80)$$

Es decir, el problema (10.78) se plantea sobre la región del plano  $x$ - $t$ ,  $[0, L] \times [0, +\infty[$  para cada una de las conducciones. El resto de términos y parámetros que aparecen en la expresión (10.78),  $a$ ,  $f$  y  $D$ , son parámetros del sistema que pueden considerarse, como primera aproximación al problema, constantes con el tiempo. El sistema de ecuaciones (10.78) es un sistema casilineal de tipo hiperbólico, dado que la matriz  $A(V)$  tiene valores propios reales distintos para cada valor de  $V$ .

### *Técnicas de solución.*

Desgraciadamente, no existe ninguna expresión matemática que proporcione la solución exacta de un sistema de ecuaciones diferenciales de tipo de hiperbólico, casilineal y no homogéneo como el que constituyen las ecuaciones del modelo elástico. Tan solo en determinadas circunstancias en las que puede justificarse de alguna manera la omisión de determinados términos, el sistema puede ser simplificado y reducido a expresiones que pueden ser integradas de forma cerrada y mediante mecanismos gráficos. Así, por ejemplo, linealizando o despreciando los términos no lineales, pueden obtenerse pseudo-soluciones que, en todo caso, representan aproximaciones tanto más divergentes de la realidad cuanto menos justificables sean la omisión o la linealización. Sin ninguna duda las simplificaciones realizadas al modelo elástico para obtener las ecuaciones propias de los modelos rígido y cuasi-estático analizados en apartados precedentes constituyen buenos ejemplos del nivel

de simplificación y simplicidad en la solución que puede obtenerse de la omisión de algunos de los términos del sistema de ecuaciones (10.78).

Por tanto, la única alternativa disponible para la resolución del sistema completo es el análisis numérico específico para el tipo de sistema de ecuaciones tratado. Son numerosos los intentos de aplicar diferentes técnicas numéricas de resolución de las ecuaciones características del modelo elástico. La mayoría de las mismas tan solo han sido eficientes a partir del desarrollo de los computadores. De entre todas estas técnicas empleadas para resolver el problema cabe citar como referencias principales las siguientes:

*El método de las características.* Desarrollado como método computacional general de resolución de ecuaciones diferenciales del tipo hiperbólico y aplicado a partir de finales de los años 60 como la herramienta de resolución de las ecuaciones características del modelo elástico. De entre las aplicaciones más ilustres de dicho método de las características cabe indicar la de Evangelisti (1969), probablemente uno de los primeros en emplearlo de forma sistemática y eficaz. Posteriormente, existen otras referencias de su uso en textos como Chaudhry (1987), Wylie y Streeter (1993) y Almeida y Koelle (1992). Un planteamiento general de cómo debe formularse la resolución de un modelo completo de análisis de esta forma puede verse en Iglesias (2001).

*Los métodos en diferencias finitas.* Una de las aplicaciones más significativas de estos métodos es la debida a Chaudhry (1983). Aunque los métodos basados en diferencias finitas no se han impuesto como método de resolución de las ecuaciones del modelo elástico, resultan en determinadas ocasiones útiles en combinación con el método de las características. Así, una de las principales contribuciones en este sentido es la de Rogalla y Wolters (1994), que emplean las diferencias finitas como complemento puntual al método de las características para liberar a éste de restricciones que, a veces, limitan su eficiencia computacional.

*Los métodos basados en elementos finitos* (Baker, 1983, Watt, 1975). Son métodos que han tenido un notable éxito en la resolución de problemas estructurales. No obstante, se han mostrado menos adecuados en la resolución de problemas de evolución del comportamiento de fenómenos de evolución debido a que la variable temporal resulta muy difícil de modelar junto con el dominio espacial. Como consecuencia, muchos algoritmos para problemas de evolución basados en métodos de elementos finitos utilizan una alternativa híbrida consistente en utilizar diferencias finitas para la discretización temporal heredando por tanto todos los inconvenientes de este tipo de métodos. Pero sin lugar a duda la dificultad fundamental que aparece en la aplicación del método variacional clásico de Galerkin a la simulación de transitorios elásticos, es la dificultad en diseñar funciones de forma que puedan representar fielmente saltos bruscos, lo que resulta más que frecuente en el caso de los transitorios hidráulicos tales como el cierre rápido de válvula o la parada de una bomba. Esto origina que estos métodos presenten serios problemas para capturar los frentes de onda abruptos, lo que se traduce en una tendencia clara a atenuar y dispersar las soluciones, desvirtuando en cierta forma la propagación de las ondas en el sistema.

*Otros métodos de resolución.* Otras contribuciones más dispersas en cuanto a diferentes métodos de resolución pueden encontrarse en Liggett (1984) que desarrolló un método de resolución de las ecuaciones características del modelo elástico mediante los denominados elementos de contorno; así como aproximaciones mediante métodos espectrales, por parte de Gottlieb y Orszag (1977), y métodos pseudoespectrales estudiados por Gottlieb et al. (1984).

De entre todos los métodos citados, algunos de ellos realmente recientes, el más popular y utilizado es el clásico método de las características (MOC). La popularidad de este método reside en varias ventajas respecto de los demás métodos:

Es uno de los métodos de resolución más sencillo de programar de entre los citados anteriormente. Probablemente tan solo resultan análogamente sencillos de programar los métodos basados en diferencias finitas.

Es un método computacionalmente muy eficiente cuando se verifican las condiciones de estabilidad del mismo dadas por la condición de Courant-Friedrichs-Lewy (condición CFL). Esta condición, para el caso de emplear un amalla regular en la resolución del sistema condiciona en ocasiones el incremento de tiempo necesario para el análisis del fenómeno.

El MOC permite capturar mejor que los demás métodos los frentes de ondas abruptos ilustrando perfectamente la propagación de las ondas, tal como ocurre en el fenómeno físico real.

El MOC, una vez implementado, resulta un método explícito en el tiempo. Este supone que para la determinación del valor de la altura piezométrica y el caudal o la velocidad en un determinado punto y en un determinado instante tan solo es necesario conocer valores de cuanto acontece en instantes anteriores de cálculo. Es decir, no es necesario resolver en cada  $\Delta t$  grandes sistemas de ecuaciones simultáneas, lo que supone gran eficiencia computacional.

### **8.3. Formulación de un modelo computacional general para análisis de transitorios mediante el modelo elástico.**

El desarrollo de un modelo general basado en el método de las características debe ser tal que el análisis de los fenómenos transitorios en sistemas a presión no sea un trabajo de modelación específico adaptado para cada sistema, sino un modelo más general adaptable a cada situación particular. Por este motivo, el modelo debe disponer de cierta organización y distribución adecuada de la información.

Independientemente de la forma en la que finalmente se organice la resolución interna de las ecuaciones para realizar el análisis del fenómeno transitorio el sistema debe quedar representado hidráulicamente mediante un conjunto de nudos y elementos (Figura 10.684). La denominación elementos empleada en este momento es similar a la denominación de líneas utilizada en el capítulo anterior, si bien en esta ocasión el concepto de línea presenta un carácter más general. Así, bajo la denominación de elementos pueden quedar incluidas asociaciones de componentes y subsistemas que se modelan mediante un determinado conjunto de ecuaciones y que no constituyen lo que se había venido en denominar una línea del sistema.

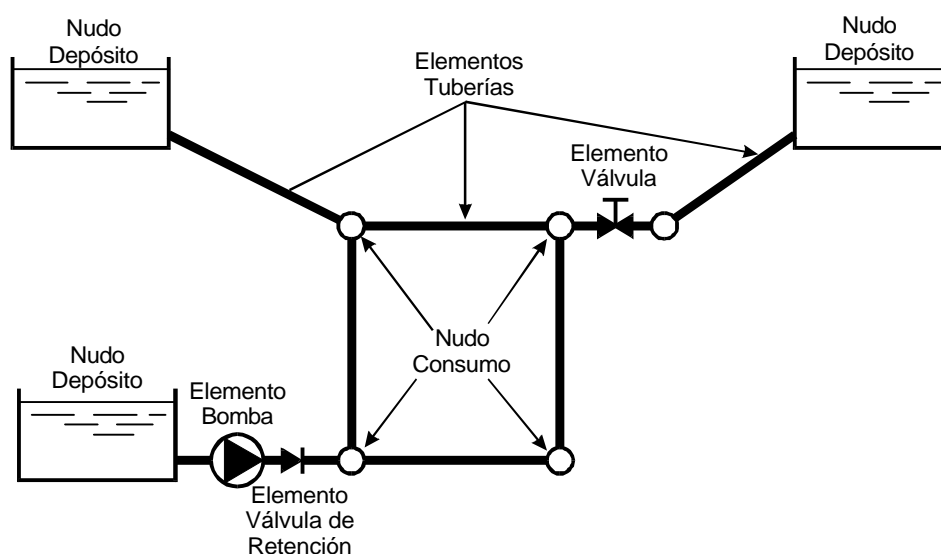


Figura 10.684. Representación de un sistema mediante "nudos" y "elementos".

Cualquier componente del sistema puede ser considerado un elemento y estos quedan físicamente conectados entre sí a través de los nudos. Los elementos pueden corresponder a tuberías o a otros componentes tales como dispositivos hidromecánicos del sistema (bombas, válvulas), elementos de protección (calderines, tanques unidireccionales, ...), etc.

Para poder realizar el análisis del sistema, el modelo computacional debe ser capaz de reproducir el comportamiento hidráulico de cada uno de los elementos que lo constituyen. Asimismo, debe considerar la interacción que existen entre los nudos extremos de cada uno de los elementos.

#### 8.4. Propagación de las ondas de presión en un modelo elástico.

##### Introducción.

Tal como se ha descrito ya a lo largo del capítulo, cualquier alteración del funcionamiento del sistema que genere una variación de caudal origina unas ondas de presión tanto mayores cuanto mayor y más rápida es la variación de caudal generada. Estas ondas de presión tienen su origen en el punto en que origina la perturbación y se propagan a lo largo de todas las conducciones del sistema.

El fenómeno transitorio que se genera como consecuencia de una perturbación en cualquier punto del sistema se propaga a través de las diferentes conducciones y elementos sufriendo atenuaciones y eventuales ampliaciones como consecuencia de los efectos de intercambio entre energía cinética y energía elástica característicos del fenómeno. Al mismo tiempo, también es importante la forma en que dichas perturbaciones se propagan a lo largo del sistema, donde las perturbaciones se transiten y reflejan parcialmente a encontrar discontinuidades. Estas discontinuidades pueden ser debidas a cualquier variación de las características de la conducción por la que se propaga la onda de presión (variación de diámetro, espesor o material; presencia de cualquier dispositivo como válvulas, bombas, etc.).

El objetivo que se persigue en este apartado es ayudar a mejorar la percepción física del fenómeno elástico, cuya modelación se ha visto ya es sumamente compleja. El estudio

de cómo influyen las diferentes discontinuidades en la transmisión y propagación de los pulsos de presión permite ver la influencia que tiene la topología de la red de distribución en el fenómeno estudiado.

### *Definición de coeficientes de reflexión y transmisión.*

Para estudiar los fenómenos de reflexión y transmisión de los pulsos de presión en el sistema se toma como punto de partida las ecuaciones generales del modelo elástico descritas en (10.78). Para estudiar estos efectos se realizan una serie de hipótesis, tal como se realizó en la descripción física del fenómeno al principio del capítulo. Estas hipótesis son fundamentalmente:

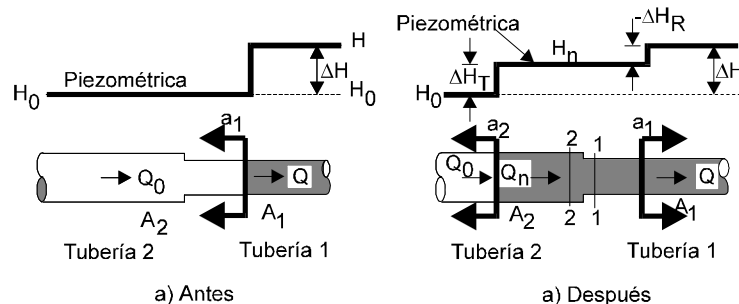
Se desprecian los términos convectivos.

Se admite un sistema ideal en el que no existen pérdidas por fricción.

En cualquier confluencia de conducciones se admite que se verifica en todo instante la ecuación de continuidad, sin posibilidad alguna de almacenamiento en el nudo.

En cualquier nudo en el confluyan varias conducciones se admite, en cada instante, que la altura piezométrica es única. Se desprecian así las posibles pérdidas de carga localizadas que pudieran existir en el mismo.

La Figura 10.694 representa el punto de conexión en un sistema compuesto por dos conducciones en serie, de secciones diferentes ( $A_1 \neq A_2$ ) y que transporta cuando funciona en régimen permanente un caudal  $Q_0$ . Se pretende entonces justificar el proceso de reflexión y transmisión de las ondas de presión que tiene lugar en dicho sistema.



*Figura 10.694. Sistema de tuberías en serie.*

Se admite que las condiciones del sistema han generado aguas debajo de la conducción una determinada onda de presión  $H$  que se desplaza con una celeridad  $a$  hacia la unión de las dos conducciones. Es la situación que se presenta en la Figura 10.694.a. Al llegar la onda a la unión de las dos conducciones se generan simultáneamente una onda que se transmite por la segunda conducción y una onda que es reflejada hacia el origen de la perturbación incidente (Figura 10.694.b).

Por aplicación del principio de superposición, y considerando las hipótesis mencionadas con anterioridad puede definirse el coeficiente de reflexión, para la tubería por la que inicialmente viajaba la perturbación, como la relación entre el incremento de presión reflejado y el incremento de presión correspondiente a la perturbación transitoria inicial. Matemáticamente podemos expresar este coeficiente de reflexión  $C_R$  como

$$C_R = \frac{\Delta H_r}{\Delta H} \quad (10.81)$$

Asimismo podemos definir el coeficiente de transmisión  $C_T$  como la relación entre la magnitud del pulso de presión transmitido a la tubería en la que no viaja la perturbación y la magnitud del pulso inicial de la perturbación

$$C_T = \frac{\Delta H_t}{\Delta H} \quad (10.82)$$

Las expresiones (10.81) y (10.82) están relacionadas, verificándose en todo momento

$$C_R = C_T - 1 \quad (10.83)$$

Los coeficientes de reflexión y transmisión están relacionados con las características propias de las conducciones en torno a la unión definida en la Figura 10.69.

$$C_T = \frac{\Delta H_t}{\Delta H} \rightarrow C_T = \frac{2}{1 + \frac{B_1}{B_2}} \quad (10.84)$$

$$C_R = \frac{\Delta H_r}{\Delta H} \rightarrow C_R = C_T - 1 = \frac{B_2 - B_1}{B_1 + B_2} \quad (10.85)$$

donde  $B_1$  y  $B_2$  son constantes características de cada una de las conducciones, que representan la relación entre cada una de las secciones  $A_i$  y el valor de la celeridad  $a_i$ :

$$B_i = \frac{A_i}{a_i} \quad (10.86)$$

En definitiva, los coeficientes de reflexión y transmisión en función de los parámetros de las conducciones, para el caso de la Figura 10.694 se expresan:

$$C_T = \frac{2 \frac{A_1}{a_1}}{\frac{A_1}{a_1} + \frac{A_2}{a_2}} \quad C_R = \frac{\frac{A_2}{a_2} - \frac{A_1}{a_1}}{\frac{A_1}{a_1} + \frac{A_2}{a_2}} \quad (10.87)$$

En el caso de que sobre el punto que presenta un obstáculo a la propagación de las onda de presión incidan varias conducciones, es necesario reconsiderar la definición y formulación establecida de los coeficientes de reflexión y de transmisión.



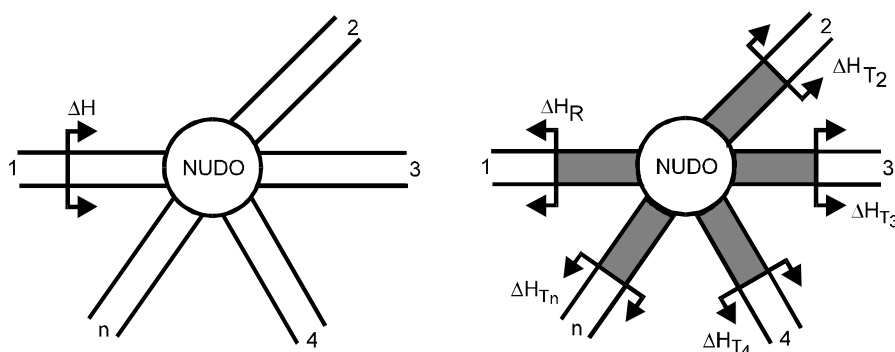


Figura 10.705. Nudo de unión genérico.

Lógicamente, en una situación como la reflejada por la Figura 10.705, es necesario definir un coeficiente de transmisión que debe ser igual para todas las conducciones que concurren en el nudo, ya que el valor de la altura en dicho nudo en cada instante es única. Asimismo, al referirse a la parte de la magnitud incidente que es reflejado por la propia conducción, también es único.

Las expresiones de los coeficientes de transmisión y reflexión en el caso de concurrencia de varias conducciones en un punto vienen dados por las expresiones

$$C_T = \frac{2 \frac{A_i}{a_i}}{\sum_{j=1}^k \frac{A_j}{a_j}} \quad (10.88)$$

$$C_R = \frac{\frac{A_i}{a_i} - \sum_{j=1}^k \frac{A_j}{a_j}}{\sum_{j=1}^k \frac{A_j}{a_j}} \quad (10.89)$$

En las expresiones anteriores el subíndice *i* se refiere a la onda incidente por la que viaja el pulso de presión cuya transmisión y reflexión desea estudiarse; el subíndice *j* se refiere al resto de conducciones *k* concurrentes en el nudo.

*Aplicación de los coeficientes de reflexión y transmisión. Unión simple de dos conducciones.*

Las expresiones (10.87), (10.88) y (10.89) tiene un amplio campo de aplicaciones. A continuación recogemos algunas de ellas por ser las que de forma más frecuente se presentan en las redes de abastecimiento de agua.

En el caso de la unión en serie de dos conducciones, los valores de los coeficientes de transmisión y reflexión son los que recoge la expresión (10.87). En el caso de tratarse de una simple unión de dos tramos del mismo conducto, de forma que los puntos 1 y 2 presentan los mismos valores de la sección ( $A_1=A_2$ ) y de la celeridad ( $a_1=a_2$ ), entonces los valores de los coeficientes son

$$\begin{aligned} C_R &= 0 \\ C_T &= 1 \end{aligned} \quad (10.90)$$

Si por el contrario una de las conducciones presenta un valor de la sección distinto de la otra, se trata de una modificación del diámetro, cuya influencia en la transmisión de las ondas es decisiva. Para ver dicha influencia se admite que la celeridad de las ondas de presión en ambos conductos (1 y 2) es la misma. En el caso de que las celeridades de ambos tramos sean iguales, los coeficientes de reflexión y transmisión son

$$C_T = \frac{2A_1}{A_1 + A_2} \quad (10.91)$$

$$C_R = \frac{A_1 - A_2}{A_1 + A_2} \quad (10.92)$$

En el caso de la sección del conducto incidente sea superior ( $A_1 > A_2$ ) se produce una amplificación del fenómeno en la tuberías que recibe la onda de presión, generándose al mismo tiempo una reflexión que disminuye el pulso inicial de presión ( $C_T > 1$ ,  $C_R > 0$ ). Por el contrario, si la sección del conducto incidente es menor que la del conducto al que llega la perturbación ( $A_1 < A_2$ ) se produce en la línea de mayor sección una atenuación del fenómeno, al mismo tiempo que en la tubería en la que se había generado la onda de presión se genera un reflejo de la misma que aumenta la presión por encima del valor que inicialmente se tenía ( $C_T < 1$ ;  $C_R < 0$ ).

*Aplicación de los coeficientes de reflexión y transmisión. Extremos finales de las conducciones.*

Las dos condiciones de contorno más características de un sistema de abastecimiento son la presencia de un depósito y la existencia de un ramal ciego (caudal nulo en su extremo). Dichas condiciones de contorno no son nuevas, por cuanto son las que se emplearon para describir el fenómeno físico de un transitorio elástico en los primeros apartados de este capítulo.

En el caso que la onda incidente llegue a un depósito de grandes dimensiones se produce, tal como se conoce de la descripción física realizada, una reflexión de la onda de igual magnitud y sentido contrario. Esto equivale a considerar que en la expresión (10.87) la sección de la conducción sobre la que se transmite la onda incidente es infinita ( $A_2 = \infty$ ). Los valores de los coeficientes de reflexión y transmisión en este caso son

$$\begin{aligned} C_R &= -1 \\ C_T &= 0 \end{aligned} \quad (10.93)$$

Por el contrario, si en el extremo final de la conducción se encuentra un tapón o ramal ciego las reflexiones de las ondas son notablemente distintas. La presencia de dicho ramal nulo equivale a considerar que la sección del conducto tras el mismo es nula ( $A_2 = 0$ ). En este caso los valores de los coeficientes son

$$\begin{aligned} C_R &= 1 \\ C_T &= 2 \end{aligned} \quad (10.94)$$

Estos valores equivalen a la situación física en la cual la onda inicial se duplica cambiando asimismo su signo. Es el comportamiento característico de la válvula en la descripción del fenómeno originado por el transitorio en la Figura 10.54.

## 9. EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO ELÁSTICO.

De forma tradicional el análisis y la modelación de fenómenos transitorios (dinámicos) mediante el modelo elástico ha quedado reducida prácticamente al caso de sistemas simples (impulsiones o aducciones por gravedad) en las que se generaban dos tipos de maniobras fundamentalmente: el arranque o parada de las bombas y el cierre o apertura de alguna de las válvulas del sistema.

Existe una idea sumamente extendida según la cual este tipo de fenómenos resulta poco significativo en el caso de presentarse sistemas ramificados o mallados. Por ello los siguientes ejemplos pretenden destacar la importancia de este tipo de análisis. Así, a continuación se analizan los resultados del estudio sobre tres casos claramente diferenciados.

### 9.1. Ejemplo I. Perturbación originada el cierre de una válvula.

El primero de los ejemplos considerados pretende poner de manifiesto el efecto que tiene la transmisión y reflejo de las ondas y como una organización adecuada de las mismas en una instalación sencilla puede generar sobrepresiones superiores a las que se presentarían en el caso de un sistema simple.

El sistema de la Figura 10.716 presenta el esquema de una aducción por gravedad en cuyo extremo final se encuentra una válvula. La conducción principal es de dimensiones y características homogénea. Tan solo existe un ramal secundario conectado en paralelo con el conducto principal de diámetro menor que dicha conducción. En dicha instalación se genera un pulso de presión por el accionamiento de la válvula situada en el extremo aguas abajo del sistema.

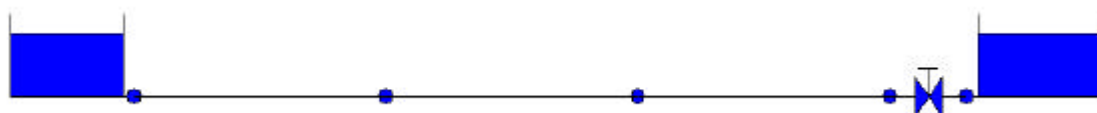


Figura 10.716. Esquema de una aducción por gravedad con dos ramales en paralelo.

Para despreciar los efectos derivados de los diferentes tipos y tiempos de cierre que pueden realizarse en el sistema se admite que el cierre de la válvula se produce de forma instantánea. Esto es, se genera en el depósito de la derecha un pulso de presión de valor igual al pulso de Joukowski.

Para analizar de forma detallada en transitorio generado se emplea el modelo ARhIETE desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia y cuyos detalles pueden seguirse en Iglesias (2001). Los resultados de la evolución de la altura en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula (origen del transitorio) se recogen en la Figura 10.73.

Para comparar los resultados con los obtenidos en el caso de una instalación simple se realiza la simulación del fenómeno elástico en el sistema definido en la Figura 10.727. Dicho sistema es una modificación del sistema original de la Figura 10.716 en la cual se ha dejado tan solo la conducción principal sin la presencia de la conducción en paralelo.



*Figura 10.727. Simplificación de la aducción de la Figura 10.71 para considerarla una conducción simple.*

El estudio comparativo de ambos análisis queda puesto de manifiesto en la Figura 10.738. Nótese que el pulso inicial generado en ambos sistemas es prácticamente el mismo, por cuanto depende tan solo del caudal que circula inicialmente por la conducción y de la celeridad de la onda de presión en el punto en el que se genera la perturbación.

Parados los primeros periodos de oscilación se ponen de manifiesto las distintos coeficientes de reflexión y transmisión que aparecen en las dos bifurcaciones existentes en la conducción principal. Además en la conducción secundaria se encuentran simultáneamente frentes de onda que entran por ambos nudos de conexión con la tubería principal. El resultado final es que, tras los segundo iniciales del transitorio, en los que los valores alcanzados son similares, las diferencias en el comportamiento de ambos sistemas se hace notable. Esta diferencias se obtienen únicamente por la presencia de un tramo mallado en paralelo con el conducto principal, ya que el valor de la onda de presión inicial es el mismo en ambos casos.

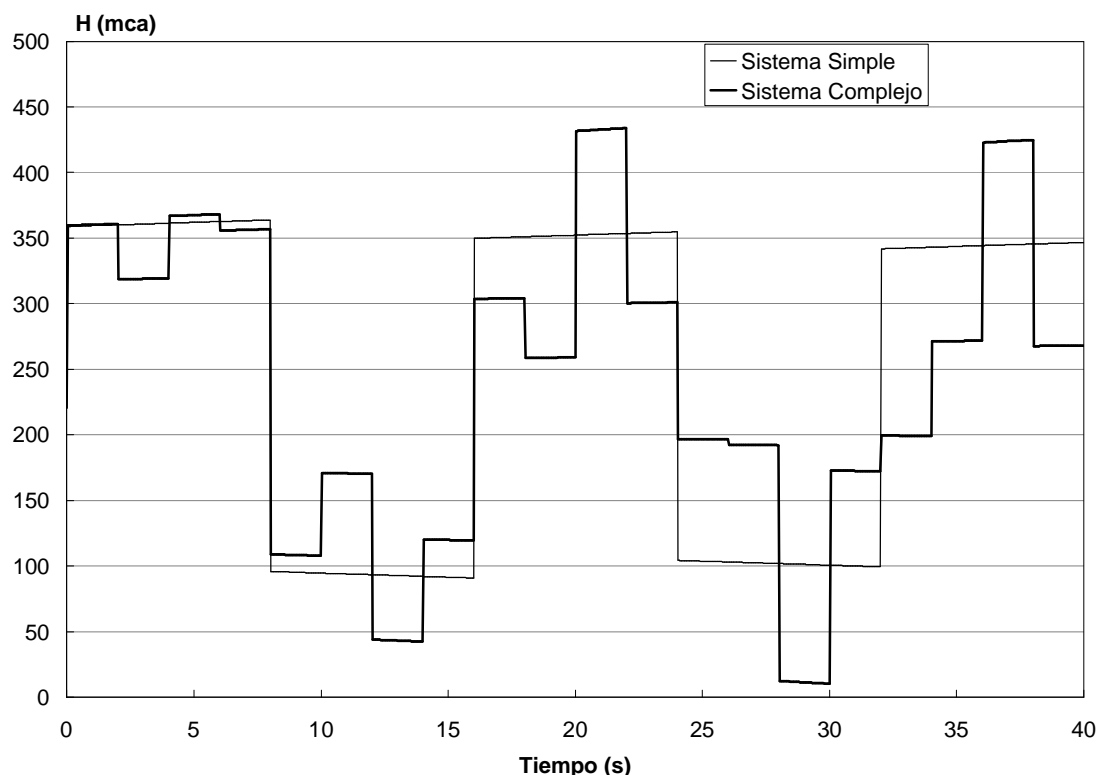


Figura 10.738. Evolución de la altura piezométrica aguas arriba de la válvula en las dos situaciones analizadas.

## 9.2. Ejemplo II. Perturbación originada por la parada de una bomba en un sistema de impulsión a dos depósitos.

El segundo de los ejemplos pretende mostrar como los diferentes efectos de un transitorio elástico en un sistema simple y en un sistema complejo (en general mallado o ramificado) no tienen su origen tan solo en instalaciones tan alejadas de la práctica habitual como la del ejemplo anterior. Asimismo se considera el caso en el que el origen del fenómeno transitorio no es una maniobra ideal (instantánea), sino la parada accidental, por fallo del suministro eléctrico, de las bombas que sirven de alimentación al sistema de la Figura 10.749.

El sistema analizado consta de un grupo de bombeo que impulsa de forma simultánea a dos depósitos cuya cota de la lámina libre de agua se encuentra aproximadamente a la misma cota. Aunque en principio parecen dos conducciones iguales se trata de un sistema con una conducción principal, la que lleva el agua hasta el depósito situado en la parte inferior de la Figura 10.749. La conducción que lleva agua al depósito superior de la figura es de diámetro inferior.

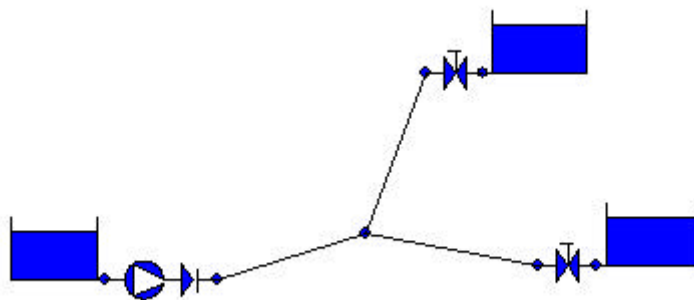


Figura 10.749. Esquema de la impulsión a dos depósitos del Ejemplo II.

El resultado del transitorio originado por la parada del grupo de bombeo en el caso de analizar el sistema completo, tal como se define Figura 10.749 se recoge en la Figura 10.30 (Caso 1: Sistema Complejo). El registro de alturas piezométricas (presiones) presenta la irregularidad asociada al hecho de existir constantes reflexiones y transmisiones de la onda de presión negativa inicial generada por la parada del grupo de bombeo.

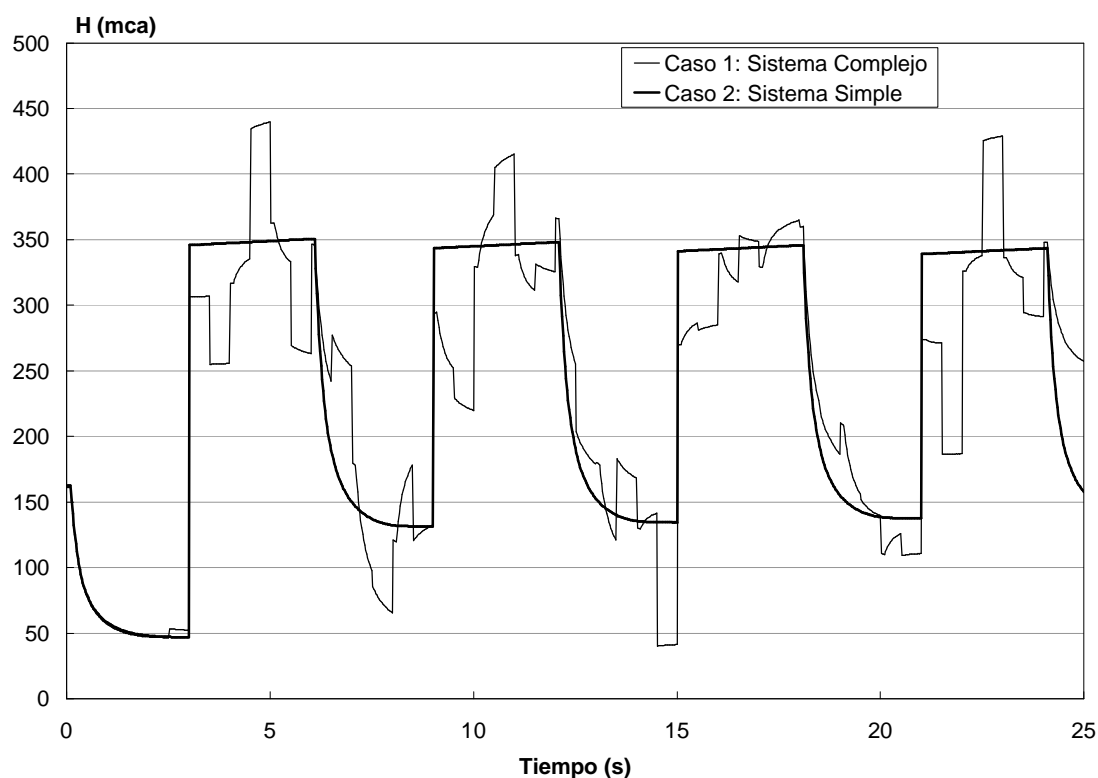


Figura 10.30. Evolución de la altura piezométrica a la salida de la bomba. Comparación entre considerar el sistema complejo y considerar el sistema simplificado.

A fin de poder realizar un estudio comparativo con un sistema simple, se considera un sistema simple, por simplificación de la instalación inicialmente analizada. Se admite así despreciable la presencia del tramo que conecta con el depósito superior. De esta forma el caudal trasgado es prácticamente el mismo, por cuanto el caudal que inicialmente era impulsado al depósito de la parte superior de la figura, respecto del caudal que circula por la conducción principal es pequeño.



*Figura 10.75. Simplificación de la impulsión de la Figura 10.74 para considerarla como un sistema simple.*

Los resultados que se obtienen en el caso de analizar el fenómeno transitorio en este sistema simplificado se recogen en la Figura 10. (Caso 2). Dicha figura permite ver comparativamente los resultados obtenidos considerando el sistema complejo o considerando el sistema simplificado. El pulso (caída) inicial de presión es prácticamente el mismo, ya que la parada de la bomba parte en ambos casos de un caudal similar. No obstante, los resultados que se obtienen en cuanto se ponen de manifiesto los fenómenos de reflexión y transmisión de las ondas en la conducción del depósito superior muestran unos resultados claramente diferentes. Se pone nuevamente de manifiesto cómo la consideración de un sistema simple, aún cuando el nivel de caudales circulantes sea el mismo, no garantiza, respecto de un sistema mallado la generación de niveles de presión superiores.

La importancia de considerar, en la medida de lo posible, la totalidad de las conducciones existente en el sistema, se pone de manifiesto por la cantidad de reflexiones que se producen de las diferentes ondas de presión en el sistema. Para destacar aún más este efecto se ha realizado sobre este ejemplo una prueba para ver la influencia que puede llegar a tener el sistema la presencia de un ramal de diámetro importante por el que no circule apenas caudal.

Se considera así el análisis del fenómeno transitorio generado en una instalación como la de la Figura 10.749. En dicha instalación se genera el transitorio originado por la parada del grupo de bombeo. No obstante, se considera que el ramal que aporta agua al depósito superior de la figura se encuentra cerrado. En estas circunstancias el caudal que circula por la instalación es prácticamente el mismo que en el sistema original, por la escasa capacidad de transporte de la conducción que ahora está cerrada. El caudal que circula por la conducción principal es el mismo que circulaba por la instalación simplificada de la Figura 10.727.

Los resultados del análisis del transitorio (Figura 10.76. Caso 3) en este caso muestran unos resultados mucho más cercanos el denominado Caso 1 en este ejemplo que el denominado Caso 2. Se pone así de manifiesto que la generación de pulsos de presión, superiores a los obtenidos considerando un sistema simplificado, provienen de las transmisiones y reflexiones de los distintos pulsos de presión en el nudo de unión de las tres conducciones.

Aunque no es el caso analizado, existen circunstancias en las que el caso más desfavorable que puede presentarse en una instalación no está asociada necesariamente con aquella en la que el caudal impulsado sea máximo. En situaciones en las que el caudal, no siendo máximo, sea importante y además la instalación presente ramales ciegos en los que los efectos de las ondas de presión se amplifican notablemente, las sobrepresiones que pueden alcanzarse son significativamente superiores a las obtenidas sin considerar dichos ramales ciegos.

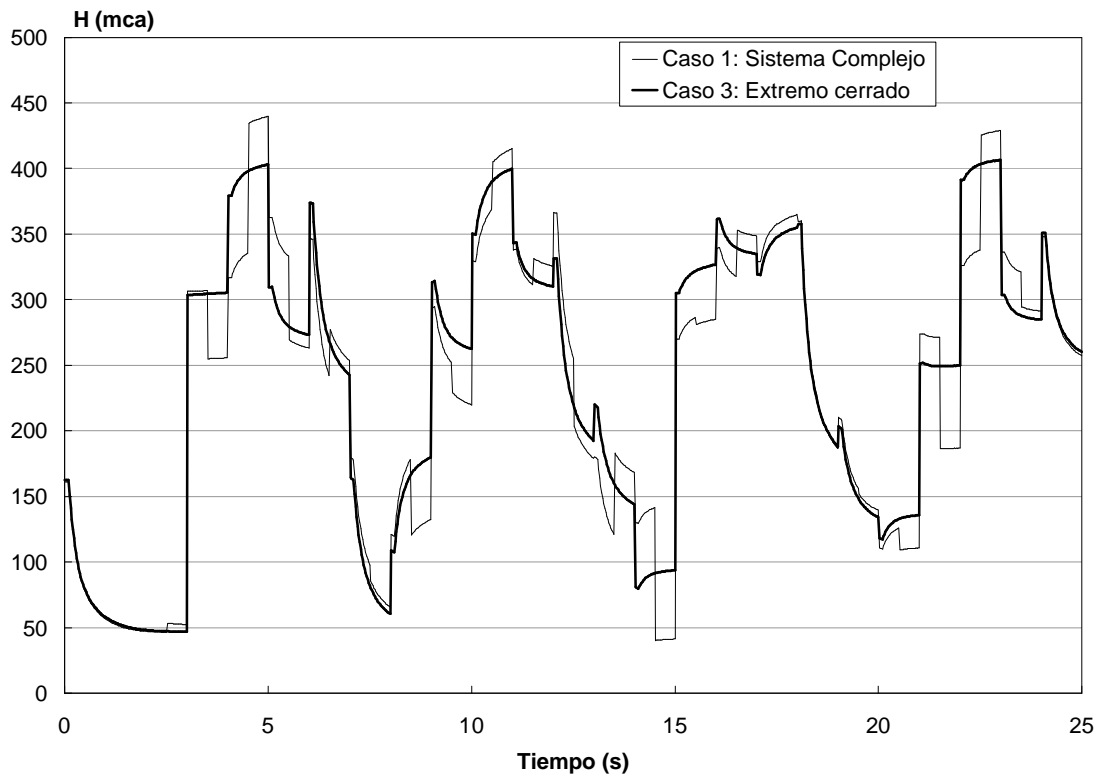


Figura 10.76. Evolución de la altura piezométrica a la salida de la bomba. Comparación entre considerar el sistema complejo y considerar el efecto que presenta solo un ramal ciego.

### 9.3. Ejemplo III. Perturbación originada por la parada de una bomba en el sistema de alimentación a una red con depósitos de cola.

El último ejemplo considerado trata de poner el contrapunto a los ejemplos anteriores. Se trata de un ejemplo en el que la consideración de un sistema simplificado (de una única conducción) genera sobrepresiones mayores que el caso de considerar el sistema complejo. Consideramos así la red cuyo trazado queda definido en la Figura 10.773.

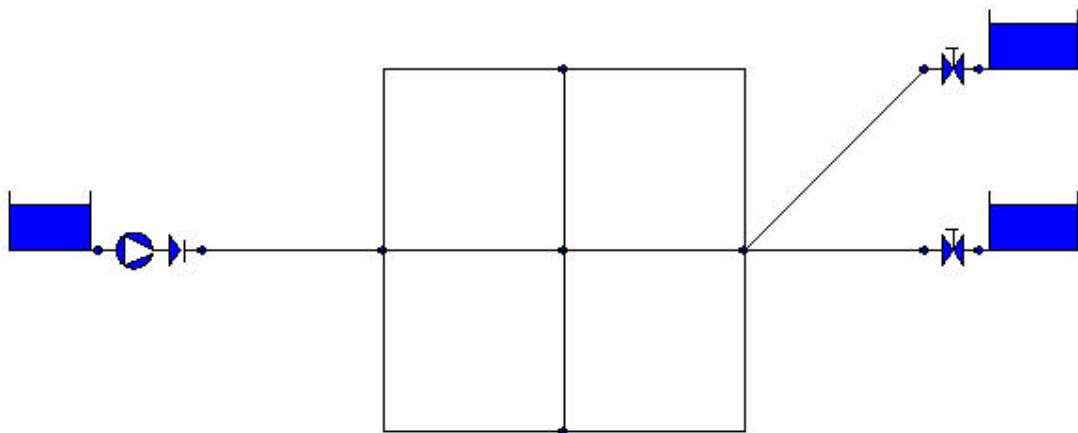


Figura 10.77. Esquema de la instalación mallada del Ejemplo III.



La instalación objeto de estudio es similar a la estudiada en el ejemplo II (Figura 10.74). Existe un bombeo a dos depósitos a través de un camino principal de diámetro suficiente. La diferencia en este caso es que sobre dicho camino se cierran una serie de mallas que dan la configuración específica del sistema. Dicho sistema se analiza estudiando el transitorio originado por la parada del grupo de bombeo.

La comparación del sistema original se realiza con un sistema simplificado. Se trata de la instalación que se recoge en la Figura 10.78. En ella se recoge tan solo la parte central de la malla, que define de alguna forma el camino principal de circulación del flujo desde la bomba hasta el depósito. Asimismo se ha eliminado la presencia de uno de los depósitos que presentaba un caudal muy inferior comparado con el que recoge el situado en la parte inferior de la figura.



Figura 10.784. Esquema simplificado de la instalación del Ejemplo III.

Los resultados obtenidos de forma comparativa del estudio del sistema completo (denominado sistema complejo) y del sistema simplificado (denominado sistema simple) se recogen en la Figura 10.795. Nótese como en este caso, aunque el pulso depresivo inicial originado tras la parada de la bomba es el mismo, la presencia de la red intermedia genera una mitigación de los efectos, de forma que los valores máximos obtenidos no son tan importantes como los que se obtienen de considerar un sistema simplificado.

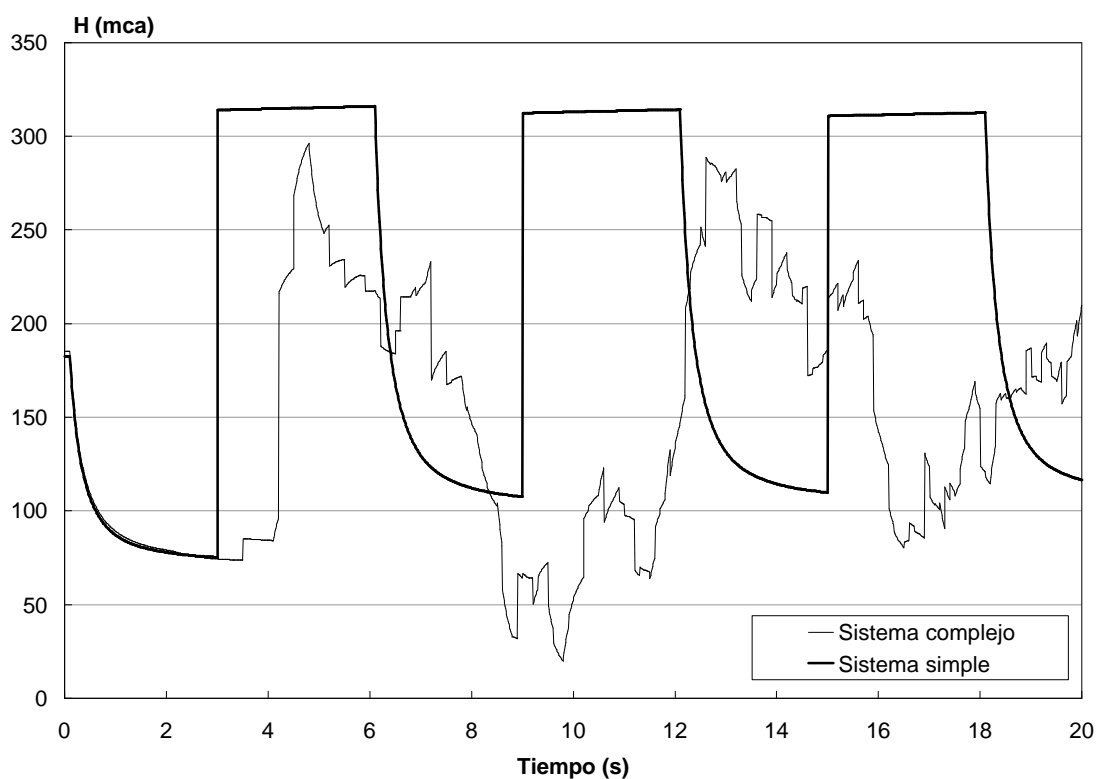


Figura 10.79. Evolución de la altura piezométrica a la salida de la bomba. Comparación entre considerar el sistema complejo y considerar el simple (simplificado).

## 10. BIBLIOGRAFÍA.

- Abreu, J. M., Guarga, R. e Izquierdo, J. (Ed) (1995). Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Valencia (España).
- Abreu, J., Cabrera, E., Izquierdo, J. y García-Serra, J. (1999). "*Flow modelling in pressurized systems revisited*". Journal of the Hydraulics Engineering. ASCE, Vol. 125. N0. 11. Pp. 1154-1169.
- Almeida, A. B. y Koelle, E. (1992). Fluid Transients in Pipe Networks. Computational Mechanics Publications. Elsevier Applied Science. Southampton, U.K.
- Baker, A. J. (1983). Finite Element Computational Fluid Mechanics. Ed. McGraw-Hill. New-York (USA).
- Bhave, P. R. (1991). Analysis of Flow in Water Distribution Systems. Ed. Technomic Publishing Co, Inc., Lancaster (Pennsylvania, EEUU).
- Chaudhry, M. H. (1983). "*Numerical solution of transient-flow equations*". Proceedings Hydraulic Speciality Conference American Society of Civil Engineers. Pp. 663-690.
- Chaudhry, M. H. (1987) Applied hydraulic transients. Ed. Von Nostrand Reinhold Company, New York (U.S.A.).
- Cohen. J. (1990). "The development of a dynamic calculation model for drinking water networks". Aqua. Vol. 39. N° 3.
- Cohen, J. y Van der Drift, C.G. (1991). "Furthe development of a dynamic calculation and simulation model for water distribution". Aqua. Vol 40, nº 40.
- Danish Hydraulic Institute (DHI, 2000). MIKE NET 2000. User's Manual. Ed. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm (Dinamarca).
- Evangelisti G. (1969). "*Waterhammer Analysis by the Method of Characteristics (I)*". L'energia elettrica, No 10, pp. 673-692.
- Gottlieb, D. y Orszag, S. A. (1977). "*Theory of spectral methods for mixed initial-boundary value problems*". (1976, 1977), Parts I and II. ICASWE, NASA Langley Research Center, Hampton, Virginia (USA).
- Gottlieb, D., Hussaini, M. Y. y Orszag, S. A. (1984). "*Theory of spectral methods for mixed initial-boundary value problems*". Spectral methdos for partial differential equations. Ed. Voigt, R.G. Gottlieb, D. y Hussaini, M.Y. Eds. Siam, Philadelphia (USA).
- Iglesias, P. L., (2001). Modelo general de análisis de redes hidráulicas a presión en régimen transitorio. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.
- Iglesias, P.L., Fuertes, V.S, Pérez, R. (2001). Fluidos incompresibles. Flujo transitorio en conductos cerrados. Ed. Universidad Politécnica de Valencia.
- Karney, B. W. (1984), Analysis of fluid transients in large distribution systems. Tesis Doctoral, University of British Columbia, Vancouver (Canada).
- Koelle, E. (1983). Transientes hidraulicos em instalaciones de condutos forçados. Tesis doctoral. Sao Paulo (Brasil).
- Koelle, E. (1989). "*Hydraulics networks. A general treatment for steady, transient and ocsillatory analysis and control. Cases and faults*". El agua en la comunidad valenciana. Ed. E. Cabrera y A. Sahuquillo. Generalitat Valenciana, Valencia (España). pp. 345-376.
- Ligget, J. A. (1984). "*The boundary element method-some fluid applications*". Multidimensional Fluid Transients. Ed. Chaudrhy, M.H. y Martin, C.S. American Society of Mechanical

- Engineers. Decembre, 19841, pp. 1-8.
- Luvizzoto, E. (1995). Controle operacional de redes de abastecimento de agua auxiliado por computador. Tesis presentada en la Escola Politécnica da Universidade de Sao Paulo (Brasil).
- Montgomery Watson, Inc (1996). H2ONET. Graphical water distribution modeling an d management package. User's manual. MW Soft Inc. Pasadena, California (USA).
- Rao, H. S. y Bree, D. W. (1977). "*Extended Period Simulation of Water Systems – Part A*". Journal of Hydraulic Division, ASCE, 103 (HY2), pp. 97-108.
- Rao, H. S., Markel, L. C. y Bree, D. W. (1977) "*Extended Period Simulation of Water Systems – Part B*". Journal of Hydraulic Division, ASCE, 103 (HY3), pp. 281-294.
- Rossman, L.A. (1997). Manual de Usuario de EPANET. Drinking Water Research Division. Risk Reduction Engineering Laboratory.US EPA. Traducido por Grupo Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia.
- Walski, T.M.; Chase, D.V. y Savic, D.A. (2001). Water Distribution Modeling. Haestad Press, Waterbury (EE.UU.)
- Watt, C. S. (1975). Application of Finite Element Method to Unsteady Flow Problems. Ph.D. Thesis, Suntherland Polytechnic.
- Wood, D. J., Funk, J. E. y Boulos, P. F. (1989). "*Pipe network transients-distributed an dlumped parameter modelling*". Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Pressure Surges. Cambridge, UK. pp. 131-159.
- Wood, D. J. (1991). KYPIPE 2. User's manual. Civil Engineering Software Center, College of Engineering, Iniversity of Kentucky, Lexington, Kentucky (noviembre, 1991).
- Wylie, E. B. and Streeter V. L. (1993). Fluid Transients in Systems. Prentice Hall. Englewood Cliffs. New York.

# CAPÍTULO 11

## INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.

Rafael Pérez García  
Joaquín Izquierdo Sebastián  
José L. Díaz Arévalo  
P. Amparo López Jiménez

### 1. INTRODUCCIÓN

Hemos tratado anteriormente el análisis de las redes funcionando en régimen permanente o estacionario mediante modelos que manejan las ecuaciones de equilibrio. En este tipo de situaciones, el problema consiste en conocer el estado hidráulico de una red de tuberías para unas condiciones de funcionamiento determinadas, suponiendo un régimen invariable con el tiempo.

La problemática del diseño es conceptualmente distinta, puesto que el objetivo es obtener la configuración del sistema de conducciones y sus dimensiones para conseguir un estado hidráulico determinado.

Los modelos utilizados en el diseño pueden ser muy variados, dependiendo de la función a la que se oriente. En el caso que nos ocupa, vamos a tratar concretamente del **dimensionado hidráulico** de una red para la consecución de unas condiciones de servicio adecuadas; sin embargo, también podemos **diseñar estrategias de operación** del sistema para dotarlo de mayor fiabilidad en el funcionamiento, o para optimizar los costes energéticos, incluso podemos **diseñar sistemas de protección** contra fenómenos transitorios.

En todos los casos citados, estamos hablando en definitiva de concebir el sistema o la estrategia más adecuada para conseguir un determinado estado hidráulico en la red. La diferencia estriba en las consideraciones que se adoptan en los diferentes modelos.

Para el dimensionado hidráulico de una red utilizamos habitualmente modelos de régimen permanente, puesto que se busca que el sistema funcione incluso en las condiciones más críticas de servicio. Sin embargo, para diseñar una estrategia de operación en el sistema es necesario utilizar un modelo que contemple la evolución de las variables hidráulicas durante un período de tiempo determinado. Para diseñar elementos de protección contra el golpe de ariete, por ejemplo, será necesario utilizar modelos de régimen transitorio.

La red de distribución está constituida por una gran variedad de elementos, pero sin duda ninguna, las **tuberías** son el componente principal: desde el punto de vista funcional, la tubería es el elemento de la red que permite el transporte del agua, y el resto de los componentes actúa únicamente como auxiliar de esta función (regulación, control, medida, etc...); desde el punto de vista económico, podemos afirmar que en redes de cierto tamaño, la suma de las partidas que dependen de las tuberías seleccionadas conforman la parte más importante de la inversión en una red de distribución, hasta el punto de que es habitual, a nivel de proyecto, hacer referencia al coste de los demás elementos auxiliares como un porcentaje del coste de las tuberías.

Tradicionalmente, el diseño de sistemas de distribución ha estado impregnado de una base fuertemente intuitiva, basada en la experiencia pasada y en un juicio personal del proyectista de aquello que parecía razonable, que conducía a un dimensionado de los diámetros de las tuberías tomando como base ciertas reglas empíricas, tales como considerar una pendiente hidráulica constante en tuberías de presión, o una velocidad recomendable de circulación del agua. En ninguno de los criterios mencionados se busca obtener el diseño más económico y ni tan siquiera el factor económico se considera explícitamente en el proceso de diseño.

Dada la complejidad y variedad de circunstancias que puede presentarse en la concepción de una red de distribución, sería difícil y tal vez pretencioso en exceso el concebir una metodología de tipo absolutamente general para el diseño de la misma. Además, el tipo de proceso a seguir para el diseño va a estar condicionado por multitud de circunstancias, algunas de las cuales pasamos a revisar a continuación.

a) **Red de nueva implantación vs ampliación de una red existente:** En una primera clasificación podemos distinguir entre el diseño de una red de nueva implantación o el caso de la ampliación o mejora de una red existente.

Puesto que en los países desarrollados es usual que casi todas las poblaciones estén dotadas con redes de abastecimiento de agua, podemos afirmar que, en general, la problemática de diseño de redes de nueva implantación corresponde a redes de riego, redes de pequeñas urbanizaciones o redes industriales, mientras que el diseño de ampliaciones y mejoras de una red existente está asociado a las redes de distribución urbanas, donde el crecimiento de la población abastecida y el deterioro de las condiciones de la red presente suele ser el desencadenante de una actuación de este tipo.

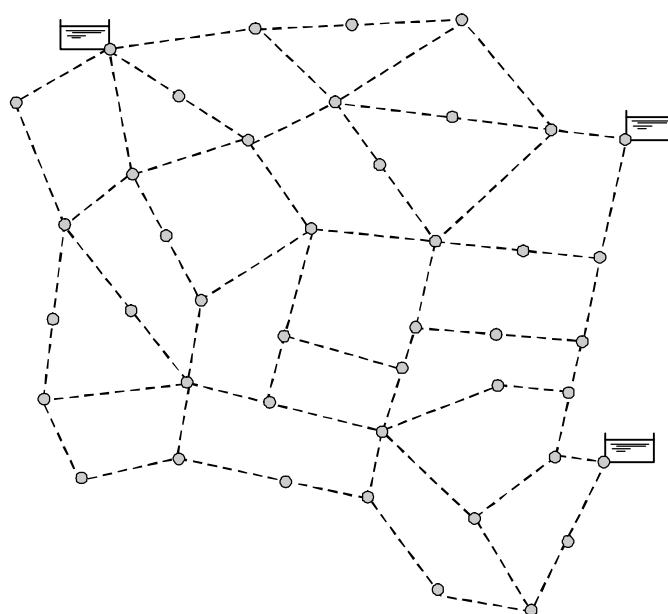
b) **Distribución en planta y dimensionado de la red:** En el proceso de diseño de la red es posible distinguir dos fases: la **distribución en planta** ('layout') de los elementos y el **dimensionado** de dichos elementos. Si la distribución en planta de la red está predeterminada, el problema se limita, en el caso de las tuberías, a escoger los diámetros de tubería más apropiados, pero el problema adquiere una complejidad inusitada cuando se combinan ambas fases, puesto que el trazado definitivo del sistema, que serviría de base al dimensionado del mismo, es asimismo una incógnita en el diseño.

El problema de optimizar la distribución en planta está orientado a disminuir los costes de inversión y operación, y puede ser abordado desde dos puntos de vista bien diferentes: el primero supone una total libertad para ejecutar el trazado de la red en el espacio físico previsto (Bhave y Lam, 1983, Rousset, 1971); este punto de vista resulta poco realista por cuanto no se tienen en cuenta los costes asociados al trazado según la ordenación del terreno: es evidente que el hecho de trazar la red a través de propiedades privadas o en terrenos con mala accesibilidad comporta unos perjuicios económicos que son difícilmente evaluables.

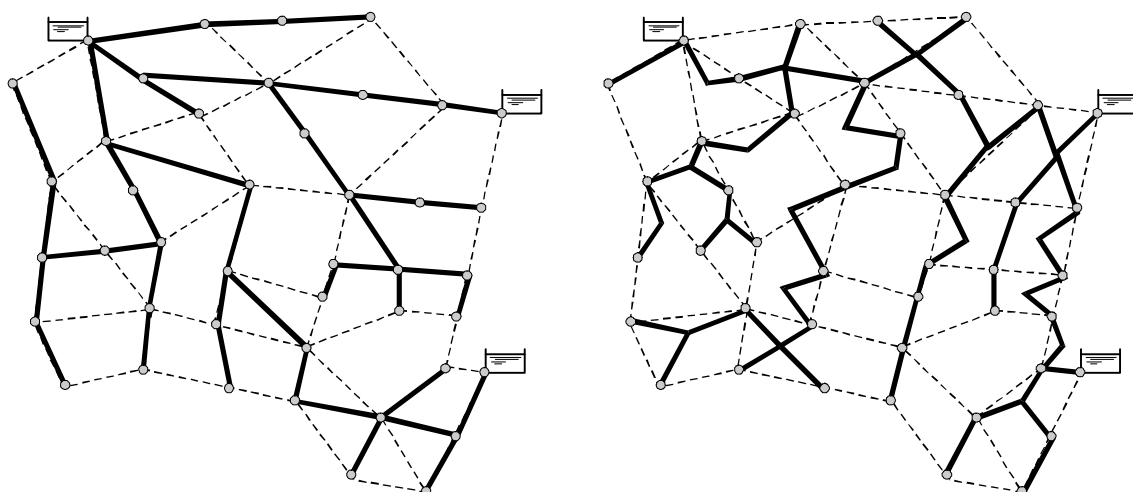
La Figura 11.1 muestra la distribución en planta de un conjunto de punto de consumo de agua, y puntos de alimentación (representados por depósitos) sobre la que se va a proyectar una red de conducciones que dé servicio a los puntos de consumo citados. En dicha figura se ha indicado con líneas discontinuas las zonas con servidumbre de paso (viales, caminos, y otros), que son precisamente las zonas preferentes para el trazado de las tuberías.

La figura 11.2 representa dos posibles ejemplos de distribución en planta de una red cuando no existen restricciones sobre el trazado.

Por las razones citadas, generalmente se disponen las tuberías en la forma que resulte más accesible y operativa, tanto en el momento de la construcción y como en el caso de tener que realizar eventuales reparaciones, esto es, enterradas siguiendo el trazado de las calles (redes urbanas), en zonas de paso y ocasionalmente en lindes de parcela (redes de riego) e incluso suspendidas en el aire (redes industriales).

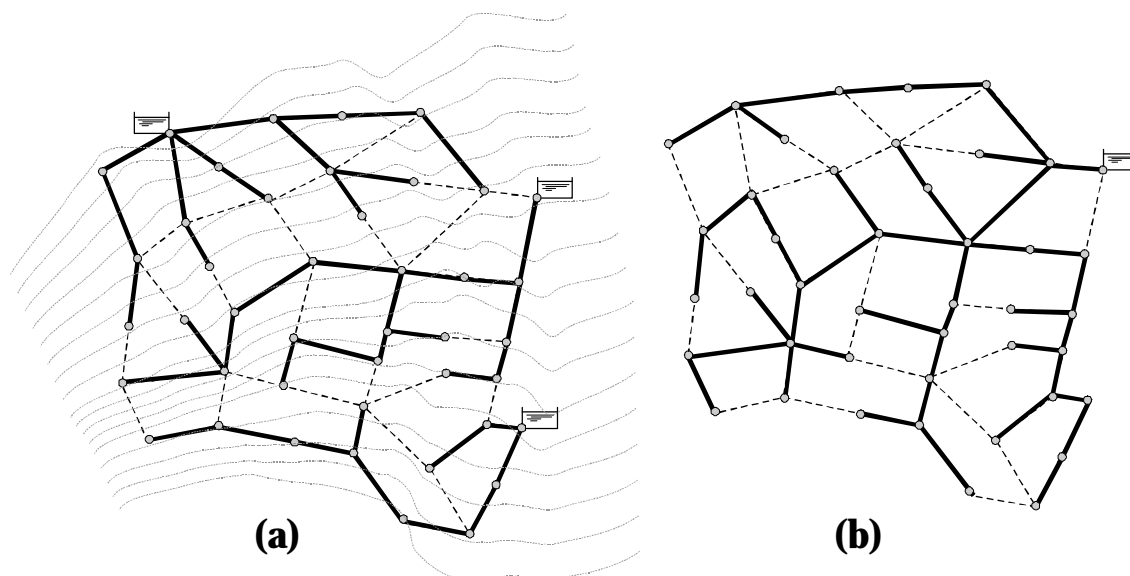


**Figura 11.1.** Puntos de alimentación y puntos de consumo (la línea discontinua representa los trazados permitidos).



*Figura 11.2. Distribución en planta con trazado libre.*

El segundo punto de vista, sin duda más realista, consiste en la selección de posibles alternativas de trazado sobre zonas públicas y de paso. El conjunto de alternativas suele ser discreto y el problema se limita pues, a seleccionar la alternativa más económica. Podemos citar los trabajos de Awumah, Bhatt y Goulter (1989), Rowell y Barnes (1982) entre otros como ejemplo de optimización de la distribución en planta de redes urbanas de distribución.



*Figura 11.3. Distribución en planta con restricciones de trazado*

La Figura 11.3 representa dos ejemplos de distribución en planta con trazados restringidos. La alternativa (a) representa una configuración con tres subredes, separadas en función de la cota geométrica de los puntos de consumo, y estando cada una de ellas alimentada por uno de los tres depósitos. La alternativa (b) representa un esquema de tipo ramificado que utiliza únicamente uno de los tres depósitos para su alimentación.

Las alternativas que se han presentado son tan solo una pequeña muestra de todas las posibles soluciones que podemos adoptar en el momento de decidir el trazado de la red y la conectividad entre sus elementos. Esta decisión puede considerarse como un paso previo a

la etapa de dimensionado de los elementos de la red y en muchas ocasiones queda supeditada a condicionantes que exceden el ámbito puramente técnico en la búsqueda de la solución hidráulicamente eficiente.

c) **Redes ramificadas y redes malladas:** La clasificación topológica más sencilla que podemos realizar sobre las redes de distribución divide las mismas en redes ramificadas y malladas; desde un punto de vista intuitivo, el adjetivo *ramificada* describe una red con aspecto arborescente, que se ramifica desde el punto de alimentación hacia los puntos de consumo, mientras que el término *mallada* nos sugiere un aspecto reticular, con circuitos cerrados de tuberías.

Desde un punto de vista hidráulico, una red ramificada es aquella en la que podemos determinar los caudales que circulan por las tuberías (que representan una condición más de la situación de diseño) sin conocer las características de la propia tubería, solamente a partir de los consumos de la red. Por contraposición, en el caso de una red mallada, la distribución de caudales en las tuberías sí depende de las características hidráulicas de las tuberías; en este caso los datos de consumo no proporcionan suficiente información para calcular dichos caudales.

Aunque la topología de la red no es en si misma un condicionante para el diseño, las diferencias conceptuales entre redes ramificadas y malladas justifican la utilización de métodos diferentes. Cuando la economía en la inversión es el principal objetivo, la opción más adecuada es, sin duda, una configuración ramificada. Sin embargo, otros condicionantes no económicos pueden conducir a la elección de una configuración de tipo mallado. Una de las principales razones puede ser la seguridad en el suministro ante eventuales averías y roturas. Si la red mallada ha sido adecuadamente dimensionada, el sistema será **redundante**, pudiendo mantener el servicio a los usuarios sin interrupciones. La redundancia de la red mallada tiene un precio, que consiste en la contar con más capacidad de conducción de la estrictamente necesaria, no tanto por los diámetros de las tuberías como por la existencia de caminos alternativos para la distribución del agua.

En el caso de sistemas mallados, la formulación del problema de diseño resulta mucho más compleja que en el caso de los sistemas ramificados, porque es necesario conocer el caudal que circula por la tubería para determinar su diámetro, pero este caudal es a su vez función del diámetro de la propia tubería y del resto de los diámetros.



Por otro lado, y como acabamos de referir, si aplicamos cualquier método de optimización posible para determinar los diámetros de una red mallada, considerando tan solo condicionantes económicos, el resultado será una red ramificada que cumpla la función establecida, puesto que para las hipótesis de partida, sean cuales fueren, siempre existirá una configuración ramificada que las verifique, siendo a la vez más económica que cualquiera de las configuraciones malladas posibles (Templeman, 1982).

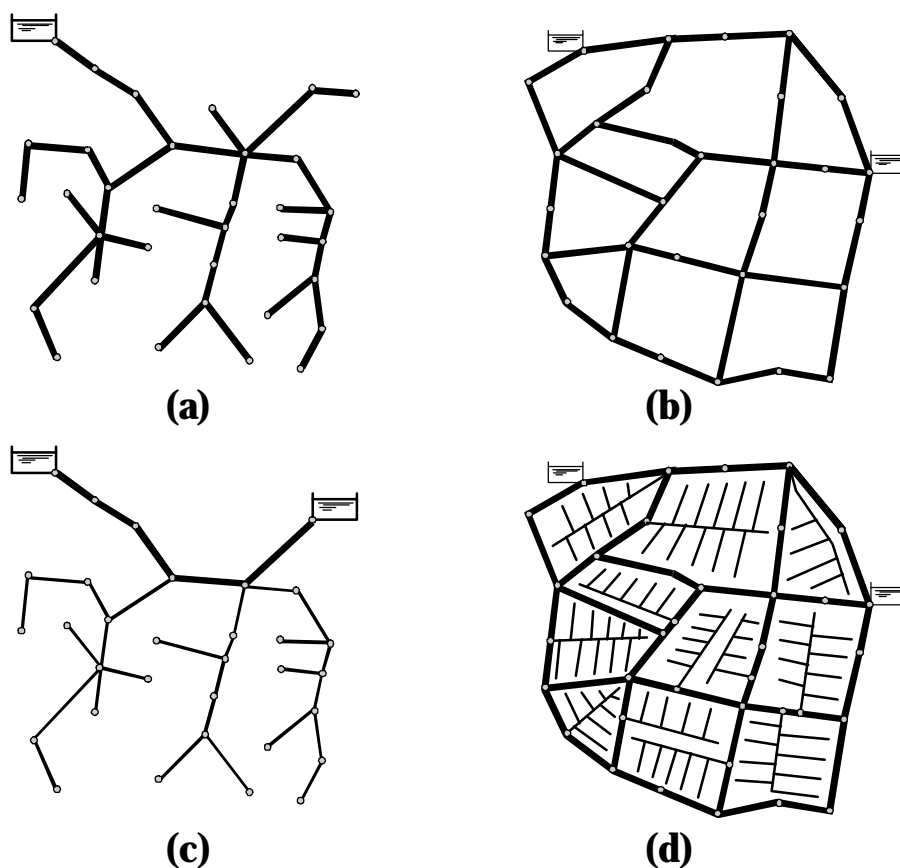


Figura 11.4. Ejemplos de red ramificada (a), mallada (b) y mixta (c, d).

La figura presenta dos casos de topologías puras ramificada (a) y mallada (b). La red del caso (a) es característicamente ramificada porque además de contar con un grafo ramificado, únicamente tiene un punto de alimentación, o más correctamente, un punto de altura conocida. El caso (d) es una red mixta, aunque su grafo es ramificado, debido a la presencia de dos nudos de altura conocida (los dos depósitos de alimentación). Bajo una perspectiva teórica, el carácter de red mixta se explica porque la presencia de dos puntos de altura conocida da lugar a la existencia de una *línea ficticia* entre dichos nudos, línea que cierra una *mallada ficticia* constituida por un número de líneas reales entre ambos depósitos y una línea ficticia. En la práctica, podemos comprobar la imposibilidad de conocer *a priori* los caudales circulantes en las líneas que existen entre ambos depósitos sin saber antes el diámetro de las tuberías, por lo que a todos los efectos se comporta como un sistema mallado. Finalmente, el caso (d) representa una situación muy habitual en las redes de distribución de agua urbanas, con unas tuberías principales distribuidas en un esquema mallado que incorpora subredes secundarias y terciarias dispuestas en forma ramificada.

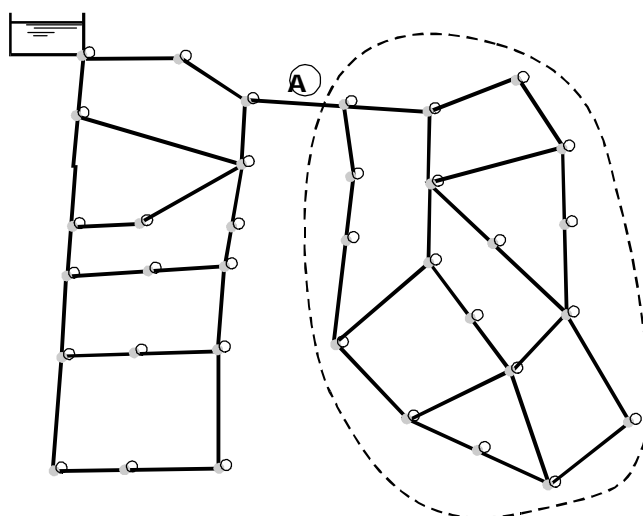
La necesidad de la redundancia que aporta un esquema mallado puede valorarse cualitativamente, pero difícilmente podemos cuantificar en términos monetarios el perjuicio provocado por una falta de suministro o cualquiera de los factores anteriormente mencionados, y por tanto resulta necesario introducir en la formulación del problema de diseño algún tipo de restricción que asegure el mantenimiento de la configuración mallada, lo que se conoce con el nombre de *condición de redundancia*, y que consiste en el establecimiento de rutas alternativas para la conducción del agua a cualquier nudo de consumo, ante una eventualidad que pudiera dejar fuera de servicio alguna de las tuberías.

Para asegurar que se cumple la condición de redundancia en cualquiera de los casos posibles, sería necesario incluir en la formulación del problema de diseño todas y cada una de las configuraciones que resulten de las posibles roturas de tubería en la red; como podemos imaginar, esta manera de proceder resulta impracticable cuando el número de tuberías de la red es mayor de diez o quince. Por esta razón, varios autores han intentado definir restricciones adicionales en el problema de diseño que de forma indirecta representen el mantenimiento de la condición de redundancia sin tener que recurrir a la descripción exhaustiva de todos los casos posibles. Estos criterios son:

Establecer una restricción sobre el valor mínimo de alguna de las variables hidráulicas de la tubería, para evitar que la misma resulte eliminada en el proceso de dimensionado, como por ejemplo, establecer un diámetro mínimo de las tuberías (Alperovits y Shamir, 1977), o un valor mínimo del caudal circulante mínimo ó finalmente un valor mínimo de las pérdidas de carga unitaria (Cembrowicz y Harrington, 1973). Esta condición suele resultar insuficiente con el propósito de mantener la redundancia, puesto que el resultado final del dimensionado de la red va a consistir en una red principal de configuración ramificada, a partir de la cual se cierran mallas con tuberías de un diámetro usualmente insuficiente para asegurar el suministro en el caso de rotura de alguna de las tuberías principales.

Establecer un número mínimo de conexiones por nudo (Goulter y Morgan, 1985), lo que significa establecer un esquema de la red donde cualquier nudo de consumo esté conectado al menos, desde dos tuberías (exigir un mayor número de conexiones puede conducir a un mallado excesivo e innecesario).

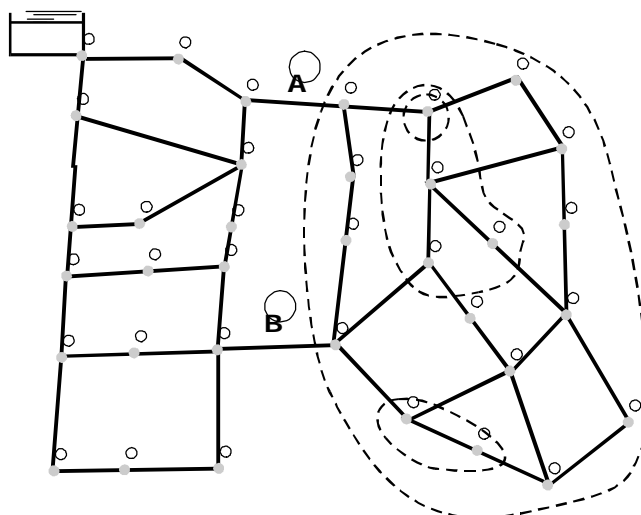
Esta condición, que se conoce como *redundancia local*, tampoco asegura la redundancia global en la red, como podemos observar en la figura adjunta. En el caso de producirse una rotura en la tubería A, quedarán sin de servicio los nudos situados en la subred de la parte derecha, y ello aún cuando se cumple la condición de redundancia local.



*Figura 11.5. Condición de redundancia local*

Establecer un número mínimo de conexiones por sector (Awumah, Bhatt y Goulter, 1989). Este criterio constituye una ampliación del anterior, exigiendo que cualquier zona de la red esté alimentada desde un mínimo de dos tuberías, de forma que permite asegurar una redundancia total.

Si al ejemplo de la Figura anterior le añadimos la tubería **B**, podemos comprobar que se cumple la condición de redundancia en toda la red. Si llevamos este criterio hasta sus últimas consecuencias, sería necesario introducir un nuevo punto de alimentación en la red.



*Figura 11.6. Condición de redundancia total*

En general, podemos afirmar que una configuración de tipo ramificado es conveniente en los casos en los que la estructura de consumos está bien caracterizada y no se produzca un perjuicio considerable al suspender el suministro durante los períodos de tiempo de reparación, como puede ser el caso de una red de riego o industrial; si se busca asegurar el

suministro bajo cualquier circunstancia y poder realizar el servicio incluso con demandas muy variables, la configuración más adecuada es la mallada (redes de distribución urbanas).

d) **Estados de carga:** Uno de los factores más importantes a considerar en el diseño de una red de distribución es la *situación operacional* para la que se diseña. En ingeniería se suele hablar de la situación "*más desfavorable*", afirmando de manera implícita que si el sistema proyectado puede responder a ese tipo de operación, lo hará también en cualquier otro.

Como ejemplo, podemos pensar en un caso sencillo, como es el dimensionado de una tubería de impulsión. Si dimensionamos la tubería para transportar un caudal máximo, sin duda será capaz de trasegar caudales menores. La situación de diseño más desfavorable queda perfectamente caracterizada con el valor máximo del caudal.

Para la determinación de la presión de trabajo de la tubería de impulsión resulta necesario calcular el golpe de ariete provocado por la parada brusca de las bombas impulsoras. En este caso estamos empleando dos tipos de situaciones más desfavorables: una de tipo estacionario (máximo caudal) para determinar la capacidad hidráulica de la tubería, y otra de tipo transitorio para estimar la resistencia mecánica de la tubería.

En el caso de una red de distribución es difícil hablar, en general, de una situación más desfavorable; las condiciones operativas suelen presentar una gran variabilidad, aunque existe un número relativamente pequeño de situaciones "*patrón*" de funcionamiento que sirven para representar adecuadamente el conjunto de situaciones más desfavorables que se pueden encontrar en el funcionamiento de la red.

Un patrón de funcionamiento puede describirse en términos de un conjunto de demandas de caudal en los nudos más los correspondientes valores de la presión de servicio. Todos estos datos, incluidos en una situación operativa dada, es lo que se conoce con el nombre de *estado de carga* de la red. Cuantos más estados de carga representativos se introduzcan en la formulación del problema de diseño, el resultado final será más preciso y fiable, pero debemos tener en cuenta que, lógicamente, aumentará la complejidad del modelo y de su solución.

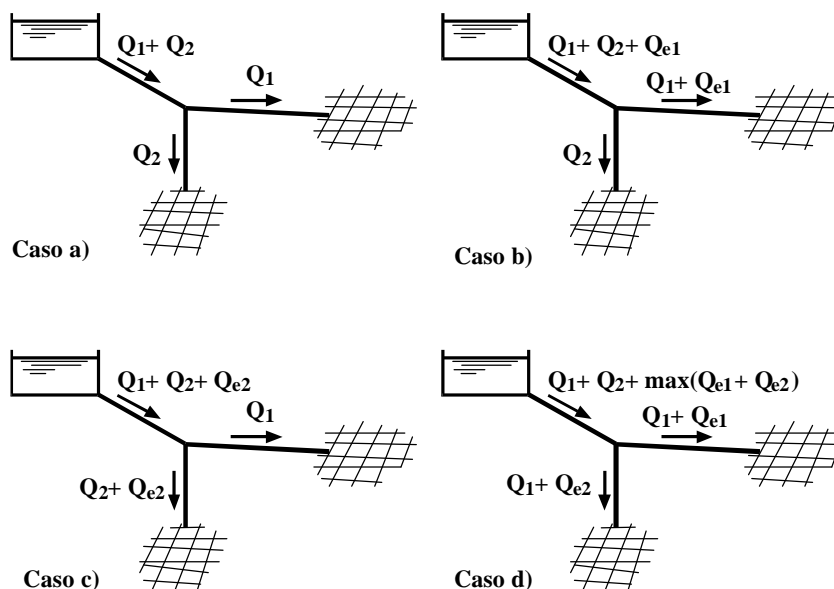


Figura 11.7 Dimensionado de una red considerando varios estados de carga

En algunos casos cabe la posibilidad de *condensar* la información de varios estados de carga en uno solo. Como ejemplo, imaginemos un problema de dimensionado de un sistema como el de la Figura 11.7, donde un depósito abastece dos zonas cuyas demandas en régimen normal son  $Q_1$  y  $Q_2$  (caso a). Además se desea que el sistema pueda hacer frente a unas demandas de emergencia (caudales de incendio, por ejemplo)  $Q_{e1}$  y  $Q_{e2}$ , que se supondrán no simultáneas (casos b y c).

Es posible condensar la información de los estados a, b y c en una única representación (caso d). Observemos que si el sistema se diseña para la situación representada por el caso d, responderá adecuadamente en los casos a, b y c. Obsérvese que los caudales resultantes en las tuberías A, B y C para la situación de diseño no verifican la ecuación de continuidad, puesto que:

$$Q_1 + Q_2 + \max(Q_{e1}, Q_{e2}) \leq Q_1 + Q_2 + Q_{e1} + Q_{e2}$$

Este hecho no debe preocuparnos en absoluto en cuanto a la validez de la representación, puesto que en la etapa de diseño no estamos buscando una situación real sino una representación operativa adecuada (no importa que sea ficticia) que condense un conjunto de situaciones más desfavorables, a las que el sistema deberá de hacer frente.

La representación de los caudales de diseño de las tuberías mediante criterios probabilísticos o la aplicación de criterios de simultaneidad son ejemplos de la condensación de la información en un solo patrón.

**Presentamos a continuación de forma resumida el conjunto de datos previos que resultan necesarios para acometer el diseño de una red de distribución, entre los que destacan:**

- Necesidades de caudal: distribución espacial y temporal.
- Necesidades de presión.
- Posibles trazados de las conducciones (layout).
- Situación y características de los elementos de inyección y almacenamiento.
- Topografía del terreno.
- Diámetro de las conducciones.
- Materiales.
- Velocidades de circulación permitidas y aconsejables.

Si los requisitos para el diseño son compatibles entre sí, existirá una infinidad de configuraciones posibles que verifiquen tales premisas. Aparece así el concepto de red más económica: podemos definir la *solución óptima* desde el punto de vista económico como aquella que representa el menor coste conjunto de inversión más explotación entre todas aquellas que verifican las condiciones de consumos y presiones de operación requeridas.

En el apartado siguiente vamos a introducir los fundamentos hidráulicos y las relaciones de tipo económico que inciden en el diseño de redes de distribución. El diseño propiamente dicho se abordará primeramente en el apartado tercero atendiendo a criterios de tipo funcional, sin intervención del objetivo económico, haciendo hincapié en su aplicación por medio de ejemplos.

## 2. FUNDAMENTOS

En el diseño de una red de distribución intervienen variables de naturaleza hidráulica, que caracterizan funcionalmente el sistema; cuando el objetivo económico está presente en el problema, deberemos considerar los costes asociados a cada uno de los elementos del sistema, así como su relación con las variables hidráulicas.

### 2.1. Relaciones y restricciones de naturaleza hidráulica

Desde un punto de vista topológico, una red de distribución se compone de *nudos* y *líneas*. Los nudos corresponden a los puntos del sistema donde físicamente se produce una aportación ó un consumo de caudal, ó pueden ser simplemente puntos de conexión donde confluyen varias tuberías. Los nudos están unidos entre sí mediante líneas, que identifican elementos de transporte (tuberías) ó cualquier elemento singular que provoque cambios en la energía específica del fluido (bombas, válvulas, etc...).

Cada línea queda caracterizada hidráulicamente por una serie de variables; en el caso de una línea que corresponde a una tubería, las cuatro variables hidráulicas fundamentales son: velocidad  $v$ , caudal  $Q$ , diámetro  $D$  y pérdida de carga  $h_f$ . Existen dos ecuaciones básicas que ligán obligatoriamente estos cuatro parámetros en cada línea:

$$\text{a) Ecuación de continuidad:} \quad Q = \frac{\rho D^2}{4} v$$

$$\text{b) Ecuación de pérdidas:} \quad h_f = \frac{8 f L}{\rho^2 g D^5} Q^2$$

La ecuación de continuidad se plantea como la relación  $Q = f(v, D)$  para el caso de conductos de sección circular. En el caso de la ecuación de pérdidas hemos seleccionado la ecuación de Darcy-Weisbach porque su consistencia dimensional y por ser la fórmula más utilizada en nuestro entorno. Considerando que el régimen de circulación del agua es turbulento (que es lo usual en sistemas de distribución), podemos obtener el factor de fricción  $f$  (adimensional) a partir de la fórmula de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{e / D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

El hecho de emplear una u otra expresión en la fórmula de pérdidas no resta ninguna generalidad a la problemática que presentamos a continuación.

Si aplicamos el problema de diseño a una única tubería, como por ejemplo, una tubería de impulsión o de gravedad, el caudal a trasegar  $Q$  suele ser un dato de partida, de modo que introduciendo una restricción más, el problema está totalmente resuelto.

Desde un punto de vista funcional, la indeterminación se puede resolver especificando, por ejemplo, una pérdida de carga admisible, una velocidad recomendada o bien directamente un diámetro normalizado. Sin embargo parece aconsejable resolver la indeterminación introduciendo criterios económicos con el fin de abaratar al máximo el coste de la instalación.

Cuando la línea forma parte de una conducción formada por varias tuberías en serie que distribuye consumos puntuales a lo largo de su recorrido o bien forma parte de una red ramificada, el caudal  $Q_i$  que atraviesa cada una de las tuberías queda igualmente definido

como la suma de consumos en los puntos ubicados aguas abajo de la misma. Otras veces el caudal de diseño vendrá determinado por criterios probabilísticos (redes de riego a la demanda, redes de incendio, etcétera).

De nuevo podemos aplicar criterios de tipo funcional en este caso para el dimensionado de cada tubería, tales como fijar una velocidad óptima de circulación (fórmula de Mougny, por ejemplo) o especificar un valor de la pérdida de carga para garantizar unas presiones de servicio mínimas; también es posible resolver la indeterminación aplicando criterios económicos.

Continuando en la escala de complejidad, cuando tratamos el dimensionado de una tubería perteneciente a una red mallada, la determinación del caudal que la atraviesa, una vez especificados los consumos, no es inmediata. Sin embargo podemos introducir nuevas ecuaciones de ligadura, concretamente referidas a principios de conservación. La primera ley establece que la suma algebraica de caudales en cualquier nudo debe ser nula, o lo que es lo mismo, que la suma de caudales entrantes es igual a la suma de caudales salientes; el enunciado de esta primera ley se mantiene cuando en lugar de nudos hablamos de zonas conexas de la red, siempre que no dispongan de elementos de alimentación o almacenamiento.

La segunda ley establece que las pérdidas de carga, sumadas algebraicamente para todas las líneas de una malla cualquiera, debe ser asimismo nula.

La primera ley proporciona tantas ecuaciones como el número de nudos  $N$ , pero como debe verificarse el equilibrio en los gastos exteriores, una de esas ecuaciones es ligada. Por ello, la primera ley da origen a  $N-1$  ecuaciones linealmente independientes.

Por otro lado, la segunda ley proporciona tantas ecuaciones como número de mallas independientes se puedan definir en la red, que denotaremos por  $M$ .

Dentro de las líneas que componen la red mallada es siempre posible encontrar un subconjunto que, constituyendo una red ramificada, une entre sí a todos los nudos de la red. Dicha red ramificada, que en la teoría de grafos se conoce con el nombre de *árbol* de la red, tiene tantas líneas como nudos menos uno, esto es  $N-1$ . El subconjunto restante de líneas para completar la red mallada se conoce con el nombre de *coárbol* y estará constituido por  $L-(N-1) = L-N+1$  líneas, siendo  $L$  el número total de líneas de la red. En el árbol de la red no existe ninguna malla de modo que la adición de cada nueva línea del coárbol implica la aparición de una malla.

En total obtendremos tantas ecuaciones de malla como líneas posea el coárbol, esto es  $L-N+1 = M$ . De aquí deducimos la importante relación:

$$L = M + N - 1$$

que es válida para cualquier tipo de red.

De todo el razonamiento anterior concluimos que las dos leyes de conservación representan una ecuación más por cada línea, esto es, contamos con 4 incógnitas por línea y tan solo con 3 ecuaciones. Nuevamente nos encontramos con que la cuarta relación necesaria para la determinación de los diámetros, ha sido tradicionalmente objeto de hipótesis basadas en la estimación previa de caudales, limitación de pérdidas, optimización de velocidades, o bien simplemente se ha convenido en fijar directamente los diámetros en base a la experiencia.

Las  $N$  relaciones que proporciona la primera ley de conservación (aplicación del principio de continuidad en los nudos de la red) son intercambiables por cualquier otro

criterio que permita establecer los caudales de diseño que circulan por las tuberías, como por ejemplo, la aplicación de criterios probabilísticos o criterios de simultaneidad.

Además de las relaciones que ligan entre sí las variables hidráulicas del problema de diseño y que corresponden a leyes físicas del comportamiento del sistema, se puede plantear diversas restricciones de tipo funcional sobre dichas variables, como son:

Restricciones de velocidad: Se limita la velocidad de circulación del agua por las tuberías entre un valor mínimo, aconsejable para evitar un virtual estancamiento del agua en la tubería, que provocaría problemas de depósitos en las paredes de las tuberías y otros de tipo sanitario, y un valor máximo, por encima del cual se considera que van a aparecer problemas importantes de erosión del material de la tubería, además de incrementarse la sobrepresión que podría sobrevenir por efecto de un golpe de ariete. Aunque los valores extremos dependen de varios factores, como son las características fisicoquímicas del agua, el material de las tuberías, etc...podemos establecer unas limitaciones entre 0,5 y 2,5 metros/segundo.

Restricciones sobre las presiones en los puntos de consumo: Se establece un rango de presiones aceptables para los puntos de consumo, en función del uso que se va a realizar y de la instalación existente aguas abajo del punto de consumo. Para el caso de redes de distribución de agua potable, podemos pensar en valores promedio de 2,5 a 4 kg/cm<sup>2</sup> en acometidas (25 a 40 mca.), con un valor mínimo de 1 kg/cm<sup>2</sup>, y un máximo de 6 kg/cm<sup>2</sup>.

Restricciones en el uso de materiales de tubería y diámetros: Diversos condicionantes de tipo constructivo pueden aconsejar la utilización de unos materiales en detrimento de otros, e incluso, como es práctica habitual, hacer un empleo selectivo de diversos materiales según el diámetro que requiere la tubería. También es habitual establecer un diámetro mínimo de tubería, así como un conjunto de diámetros comerciales no muy numeroso y que además no presenten problemas de suministro, para reducir el tamaño de los stocks de materiales de repuesto.

## 2.2. Variables de tipo económico

Cabe la posibilidad de soslayar la indeterminación del problema de diseño mediante la aplicación de criterios económicos, solución que parece ser la más racional en términos generales. En primer lugar podemos efectuar una primera clasificación de los costes que intervienen, en *costes de construcción* o costes fijos, es decir, aquellos que ineludiblemente hay que realizar para establecer la red de distribución; y *costes de explotación* o costes variables, que son los que se derivan del uso del sistema. La Tabla 11.1 presenta una clasificación algo más detallada sobre los diversos costes implicados.

De todos los apartados reseñados, hay que destacar por su representatividad en la formulación del problema de diseño, el coste imputable a las *tuberías* en cuanto a costes de construcción, y el coste *energético* en cuanto a costes de explotación.

El problema del dimensionado económico puede ser resumido bajo el siguiente planteamiento:

MINIMIZAR	Costes de construcción + Costes de explotación
Sujeto a	Restricciones de tipo funcional



Tabla 11.1. Clasificación de los costes implicados en una red de distribución

COSTES DE CONSTRUCCIÓN (Costes fijos)	<b>TUBERÍAS</b>	
	ACCESORIOS	Acoplamientos, Anclajes, Juntas, Valvulería
	OBRA CIVIL	Excavación, Relleno, Asentamiento, Depósitos
	INSTALACIONES	Estaciones bombeo, Sistemas de control y regulación. Seguridad
COSTES DE OPERACIÓN (Costes Variables)	<b>ENERGÉTICOS</b>	
	MANTENIMIENTO	
	PERSONAL	

*Estimación de costes.*

Para llevar a cabo el diseño económico de una red hidráulica es necesario efectuar una estimación preliminar del coste de los elementos que intervienen, o más exactamente de las funciones de coste asociadas a dichos elementos, que relacionan la capacidad funcional de los mismos en referencia a uno o varios parámetros de diseño. Siguiendo la descripción de Orth, las funciones de coste están sometidas a tres tipos de influencia, a saber, de tipo funcional, sistemático y aleatorio. La influencia o dependencia funcional determina la estructura de la función que relaciona el coste del elemento con los parámetros que lo caracterizan. Las influencias sistemática y aleatoria intervienen en el valor de los coeficientes de la función aunque, en general no modifican la estructura de la misma. Por ejemplo, si se considera la función de coste de una tubería, el material de la misma o el tipo de moneda al que se refiere el coste son factores sistemáticos, mientras que las fluctuaciones del precio de mercado de la misma es un factor de tipo aleatorio. La validez de los resultados que se obtengan en la optimización dependerá de cuan realista resulte la estimación. Trataremos a continuación sobre las funciones de coste de algunos de los elementos más importantes de una red, a saber, tuberías, bombas y depósitos, tanto por el gran peso que representan en los costes como por su protagonismo principal en la operación de la red.

*Coste de las tuberías.*

El coste de construcción (adquisición + transporte + instalación) de una conducción puede aproximarse a la expresión:

$$C_C = (A_1 + A_2 D^a) L \quad ; \quad 1 \leq a \leq 2$$

en la que D representa el diámetro de la conducción y L su longitud, siendo A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> y a constantes características que dependen del material de la conducción, presión de trabajo, etc. El término incluido entre paréntesis corresponde al coste por metro de tubería, o precio unitario.

El coste de mantenimiento de las conducciones suele aproximarse a una relación proporcional con la longitud de las mismas, o de forma más sencilla, como una porción del coste de construcción.

#### *Coste asociado al bombeo.*

El coste de construcción de una estación de bombeo (EB) puede resultar significativo en términos del coste de inversión total de una red. Para evaluar dicho coste, el parámetro más significativo es la potencia instalada  $W$ . En este caso se presenta una situación de economía de escala, puesto que el coste de construcción por kilovatio (kW) instalado resulta decreciente con la potencia total instalada. El coste de una EB puede aproximarse a una expresión del tipo:

$$C_c = A_1 + A_2 W^a \quad ; \quad 0 < a \leq 1$$

donde  $W$  es la potencia total instalada, mientras que  $A_1$ ,  $A_2$  y  $a$  son coeficientes del ajuste.

El coste de operación de una estación de bombeo consta de dos partes bien diferenciadas: de un lado, los costes derivados de su mantenimiento y conservación, y de otro, bastante más importante, el coste correspondiente a la facturación eléctrica anual, pudiendo expresar éste último como:

$$C_o = A_3 W + A_4 W_m t_m$$

donde  $W$  es la potencia instalada,  $W_m$  es la potencia media consumida (kW) y  $t_m$  es el tiempo medio de utilización anual (horas/año). En este caso, el coeficiente  $A_4$  representa el coste del kWh consumido, mientras que el término  $A_3$  corresponde al coste anual de un kW instalado. El coeficiente  $A_3$  puede incluir también otros costes de operación, proporcionales a la potencia instalada.

#### *Factor de amortización*

Hasta el momento se ha hablado del objetivo del diseño económico como la provisión de una solución factible al mínimo coste, pero por su naturaleza, los costes implicados están referidos a diferentes bases temporales. El coste de inversión constituye un pago único, expresado en unidades monetarias, que es necesario realizar para acometer la construcción y puesta en servicio de la red, mientras que los costes de operación corresponden a las cantidades devengadas periódicamente para mantener el funcionamiento del sistema en las condiciones de servicio; los períodos de referencia son normalmente de duración anual y en consecuencia, los gastos de operación se expresan en unidades monetarias por año.

Surge por tanto la necesidad de expresar todos los costes implicados en referencia a una única base temporal, y las formas más sencillas de llevarlo a cabo son:

- a) Trabajar con cantidades totales, esto es, con el total de la inversión y el total de gastos de operación durante la vida útil del proyecto.
- b) Referir los costes de inversión a un término anual (amortización) para comparar con los costes de operación.

Aunque ambos puntos de vista pueden ser igualmente válidos a los efectos del diseño económico del sistema, lo cierto es que la mayoría de los autores prefieren referir los costes a una base temporal anual, como se hace con cualquier planificación de tipo económico a medio y largo plazo.

Sin embargo, el valor del dinero cambia con el tiempo. Las leyes de la economía determinan que una cierta cantidad de dinero en el momento presente tiene más valor que la misma cantidad cuando ha transcurrido un período de tiempo. El dinero proporciona beneficios durante el tiempo que ha sido invertido y es un recurso más que se utiliza para obtener otros recursos. El interés que debe pagarse por el dinero prestado es el precio de dicho recurso. Al utilizar una suma de dinero de los recursos propios en una determinada inversión y no en otra, se deja de percibir el beneficio derivado de su uso alternativo (coste de oportunidad).

El interés a pagar por el uso del dinero durante un período de tiempo expresa el valor temporal del dinero y es una medida para comparar los pagos en diferentes períodos de tiempo. Además, se utiliza para transformar los pagos efectuados en distintos períodos en cantidades equivalentes mediante el descuento y la acumulación. Una cantidad  $C$  en el presente es equivalente a una cantidad futura  $C'$  al cabo de  $T$  años y al interés  $r'$ , igual a:

$$C' = (1 + r')^T C$$

Un efecto económico diferente es el que provoca la inflación, al aumentar el coste de un bien sin modificar su valor. La consecuencia inmediata es la pérdida de poder adquisitivo del dinero. El efecto de la inflación interviene en proyectos a medio y largo plazo, puesto que los costes de operación se ven incrementados periódicamente, de la misma forma que el coste por la sustitución de un equipo al final de su tiempo de vida será superior al del equipo original. Si un determinado bien cuesta una cantidad  $G$  en el momento presente, al cabo de  $T$  años y considerando una tasa de inflación  $s$ , su coste será  $G'$  de forma que:

$$G' = (1 + s)^T G$$

Desde la perspectiva opuesta, una cantidad de dinero  $C$  resultará depreciada por efecto de la inflación, de forma que al cabo de  $T$  años, su poder adquisitivo será:

$$C' = \frac{C}{(1 + s)^T}$$

Considerando los efectos combinados del interés  $r'$  y la tasa de inflación  $s$ , el valor real de una suma de dinero  $C$  al cabo de  $T$  años será:

$$C' = \frac{(1 + r')^T}{(1 + s)^T} C$$

La intervención conjunta de ambos efectos puede condensarse en la tasa de interés real  $r$ , de forma que:

$$1 + r = \frac{1 + r'}{1 + s} \Rightarrow C' = (1 + r)^T C$$

Para poder realizar comparaciones realistas entre los costes implicados en el diseño de una red es necesario trasladar los pagos realizados a lo largo del tiempo a un punto común en el tiempo, usualmente el inicio del proyecto. Dichas cantidades equivalentes se conocen como valor presente o actual y al procedimiento para obtenerlas se denomina actualización o descuento; retomando la expresión (4.11) podemos decir que la cantidad  $C'$  al cabo de  $T$  años con un interés  $r$  representa un valor actual  $C = C'/(1+r)^T$

La amortización es el proceso por el cual los bienes pierden valor a lo largo de su vida útil. Para distribuir el coste de la inversión inicial en costes anuales que puedan ser comparados con los costes anuales de operación se utiliza comúnmente el factor de amortización  $a_t$ , el cual representa el coste anual de amortización de una inversión producida en el año 0 igual

a una unidad monetaria y que se amortiza a lo largo de  $T$  años a una tasa de interés  $r$ . De esta forma, la inversión de un capital inicial  $C$  representa unas cargas anuales de amortización de  $C \cdot a_t$  unidades monetarias.

La amortización se prolonga a lo largo de los  $T$  años de vida del proyecto a un interés  $r$ . Ello significa que el capital invertido al año 0 ( $C$ ) hubiese podido llegar a adquirir un valor  $C(1+r)^T$  al cabo de  $T$  años.

Si actualizamos las cantidades amortizadas anualmente  $C \cdot a_t$ , la suma de los valores actuales corresponde con el valor de la inversión  $C$ , esto es:

$$C = \sum_{i=1}^T \frac{Ca_t}{(1+r)^i} = Ca_t \sum_{i=1}^T \frac{1}{(1+r)^i} = Ca_t \frac{(1+r)^T - 1}{(1+r)^T r}$$

De aquí se deduce que el valor del factor de amortización es:

$$a_t = \frac{(1+r)^T r}{(1+r)^T - 1}$$

La interpretación consiste en que las cantidades amortizadas anualmente  $C \cdot a_t$  constituyen la pérdida de valor del proyecto, hasta que éste alcanza un valor residual nulo al finalizar su periodo de vida.

Para calcular el factor de amortización se utilizan dos parámetros fundamentales, a saber, el periodo de vida  $T$  del proyecto y la tasa de interés  $r$  de la amortización. Tal y como se ha expuesto, la tasa de interés  $r$  representa un coste de oportunidad y corresponde al precio del dinero en el mercado, lo cual es cierto cuando la entidad inversora debe endeudarse para acometer el proyecto; sin embargo, cuando se emplean recursos públicos para llevar a cabo el proyecto, la tasa de interés se identifica como el beneficio que podría reportar a la economía nacional una utilización alternativa de la cantidad invertida. Estos factores son importantes en la medida de que las comparaciones entre costes son muy sensibles a la tasa de interés empleada. Sobre esta base, el procedimiento habitual consiste en contabilizar el coste del sistema sobre una base temporal anual, como la suma del coste de amortización de la inversión más el coste de operación del sistema, esto es:

$$\text{Coste anual del sistema} = (\text{Inversión}) \cdot a_t + (\text{Coste anual de Operación})$$

Así pues, para formular el problema deberemos referir los términos de coste a la misma base temporal, puesto que así como los costes de construcción se expresan en unidades monetarias, los costes de explotación se refieren en unidades monetarias por año. Para reducir los costes de construcción a cantidades por año, necesitaremos multiplicar las mismas por el *factor de amortización*. Las anualidades que obtenemos al multiplicar los costes de construcción por el factor de amortización representan, desde el punto de vista técnico, el coste anual que supone el mantenimiento del sistema en plenas condiciones de operación durante toda la vida útil del mismo. El balance de costes se suele realizar para el primer año de vida, considerando el coste actual de la energía y la anualidad de la amortización. El hecho de considerar la inflación no modifica el planteamiento, si suponemos que la tasa inflacionaria es la misma para los costes energéticos y los costes de las tuberías, puesto que en tal caso se mantendrá la relación entre los costes energéticos y los de amortización de las tuberías, que es lo que en definitiva condiciona la solución.

### 3. DISEÑO FUNCIONAL DE REDES

La complejidad de los algoritmos de cálculo utilizados en las técnicas de diseño económico puede hacernos pensar que las soluciones obtenidas van a ser netamente mejores (más económicas) respecto de las soluciones que podemos obtener por aplicación de los métodos funcionales (basados en parámetros hidráulicos), pero esto no es del todo cierto. Las diferencias entre unos u otros métodos se manifiestan con mayor contundencia cuanto mayor es el tamaño y la complejidad de la red, en el sentido de que, existiendo muchas más posibles combinaciones, el resultado de un dimensionado económico puede suponer unos porcentajes elevados de ahorro en la inversión en tuberías (entre un 10% y un 40% según los métodos comparados). Sin embargo, cuando el sistema que se dimensiona es pequeño o reviste poca complejidad, las diferencias entre unos y otros métodos son poco significativas, e incluso nulas, debido a que las posibles combinaciones de tuberías son un conjunto relativamente reducido.

Por esta razón, en el diseño de redes de abastecimiento para pequeñas poblaciones o las ampliaciones de sectores puede utilizarse este tipo de métodos funcionales, puesto que el orden de magnitud de los diámetros puestos en juego en el diseño (60-300 mm) hace que la diferencia de costes entre dos consecutivos de la serie comercial adoptada no sea excesiva si tenemos en cuenta los costes fijos derivados de la ejecución de la obra (zanja, relleno, pavimentado, etc).

El diseño y posterior comprobación del funcionamiento del sistema se debe realizar de diferente manera según se trate de una red mallada o ramificada, y según la población servida.

La indeterminación del problema de dimensionado se puede resolver en este caso mediante la aplicación de un criterio de tipo funcional, fijando por ejemplo, una velocidad recomendada o bien, la pérdida de carga admisible.

#### 3.1. Aplicación de criterios de velocidad admisible.

Una posibilidad muy sencilla para dimensionar redes ramificadas consiste en aplicar a cada tubería el diámetro correspondiente para conseguir que la velocidad no supere un valor máximo (criterio de velocidad máxima) o bien para conseguir que la velocidad resulte en torno a un valor recomendado (criterio de velocidad recomendable).

Si disponemos de una serie de diámetros comerciales, que denominaremos  $D^{(1)} < D^{(2)} < \dots < D^{(n)}$ , y vamos a dimensionar una red ramificada bajo la condición de que la velocidad en las tuberías no supere un valor máximo  $v_{max}$ , resulta evidente que cada una de los diámetros comerciales de la gama antes expresada podrá trasegar un caudal máximo:

$$q_{max}^{(i)} = \frac{\pi [D^{(i)}]^2}{4} v_{max}$$

siendo  $q_{max}^{(i)}$  el máximo caudal que puede trasegar el diámetro  $D^{(i)}$  considerando la velocidad máxima  $v_{max}$ .

De este modo, para cada línea de la red ramificada seleccionaremos el menor diámetro posible que sea capaz de trasegar el caudal estipulado:

$$tubería\ j: \min D^{(i)} / q_j \leq q_{max}^{(i)}$$

Naturalmente, la condición impuesta sobre la velocidad no puede garantizarnos que el caudal llegue a los nudos de consumo a la presión mínima de servicio que deseamos. Es por ello necesario calcular las presiones y comprobar que resultan adecuadas. En el caso de que las presiones en algunos nudos resulten insuficientes, será necesario aumentar el diámetro de alguna de las tuberías que conecta la cabecera con el nudo en cuestión.

La siguiente tabla presenta los caudales máximos (expresados en litros/segundo) que puede trasegar una tubería en función de su diámetro, adoptando un criterio de velocidad máxima  $v_{\max} = 1 \text{ m/s}$ .

Tabla 11.2. Caudales máximos admitidos para  $v_{\max} = 1 \text{ m/s}$ .

D (mm)	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
Qmax (l/s)	7,9	12,3	17,7	24,1	31,4	49,1	70,7	96,2	125,7	159	196,3

La técnica que acabamos de comentar asume que el valor de la velocidad máxima es el mismo para todas las tuberías; algunos autores proponen utilizar distintos valores de  $v_{\max}$  dependiendo del diámetro de la tubería, de modo que, en general, el límite de velocidad máxima crece con el diámetro. La fórmula de Mougny es un buen ejemplo de este último criterio, puesto que expresa la velocidad máxima en diseño en función del diámetro según:

$$V_{\max} = 1,5 (D + 0,05)^{1/2}$$

La utilización de la fórmula de Mougny no modifica en nada el procedimiento anteriormente expuesto, ya que cada uno de los posibles diámetros comerciales da lugar a un valor de la velocidad máxima (que ahora denominaremos  $v$ ) y consecuentemente, a un caudal máximo  $q$ :

$$v_{\max}^{(i)} = 1,5 \sqrt{D^{(i)} + 0,05} \rightarrow q_{\max}^{(i)} = \frac{\pi D^{(i)}}{4} v_{\max}^{(i)}$$

La siguiente tabla presenta los valores de  $v_{\max}$  y  $q_{\max}$  correspondientes a diversos diámetros comerciales considerando la fórmula de Mougny.

Tabla 11.3. Caudal y velocidad máximos admitidos. Fórmula de Mougny

D (mm)	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
$v_{\max}$ (m/s)	0,58	0,63	0,67	0,71	0,75	0,82	0,89	0,95	1,01	1,06	1,11
Qmax (l/s)	7,9	12,3	17,7	24,1	31,4	49,1	70,7	96,2	125,7	159	196,3

### 3.2. Aplicación del criterio de pendiente uniforme.

El objetivo en el caso del criterio de la pendiente hidráulica uniforme es seleccionar el diámetro de un conjunto de tuberías intentando mantener la misma pendiente hidráulica en todas ellas. Supongamos que deseamos obtener el diámetro de una tubería  $i$  que terasiega un caudal  $q_i$  para que el valor de la pendiente hidráulica resultante sea  $j^*$  (valor de referencia). Utilizando la expresión de pérdidas de Darcy, el diámetro resultante será:

$$j^* = \frac{8 f_i q_i^2}{\pi^2 g D_i^5} \rightarrow D_i = \sqrt[5]{\frac{8 f_i q_i^2}{\pi^2 g j^*}}$$

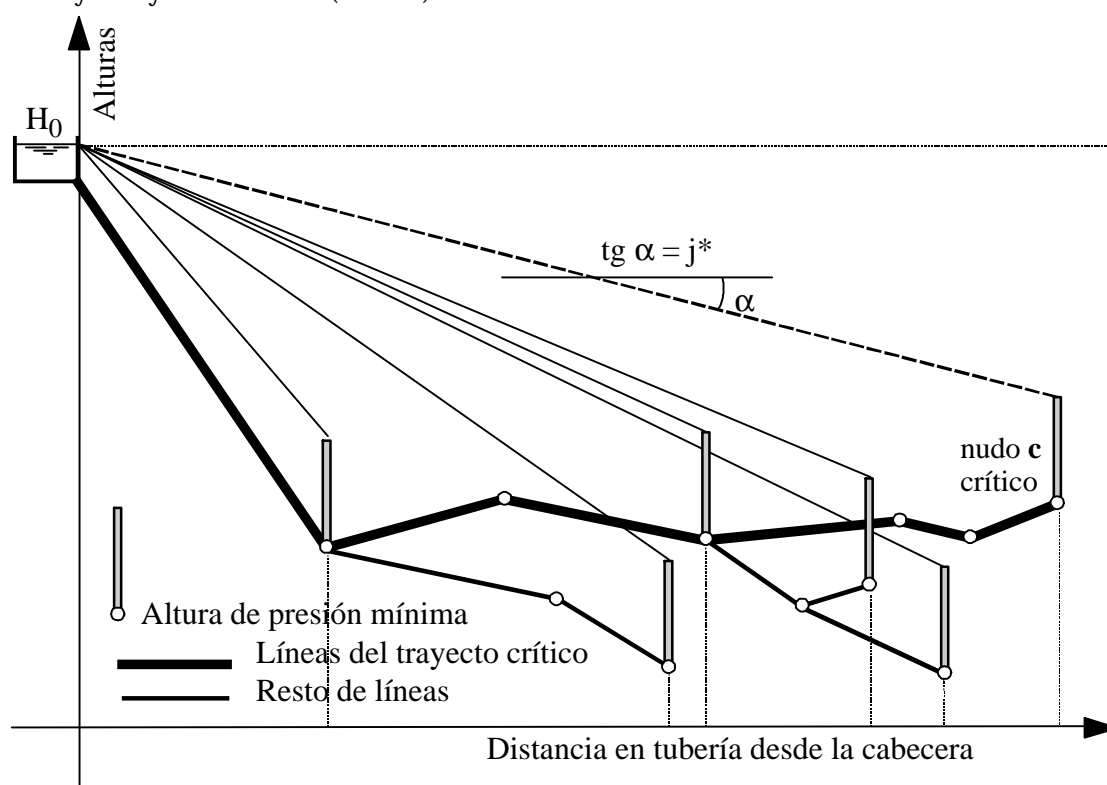
El problema estriba en seleccionar el conjunto de tuberías a dimensionar, así como el valor de la pendiente hidráulica de referencia  $j^*$ . Tratándose de una red ramificada, el dimensionado se efectuará siguiendo una secuencia de trayectos de tubería, comenzando por aquel trayecto que une la cabecera de la red (alimentación) con el nudo de consumo que resulta más exigente en cuanto a la presión mínima de servicio, nudo que llamaremos nudo crítico y por añadidura, el trayecto en cuestión será el trayecto crítico.

Llamaremos pendiente hidráulica disponible  $j_{\text{disp},i}$  en trayecto Si que une la cabecera con el nudo i, al valor:

$$j_{\text{disp},i} = \frac{h_f \text{ admisible}(0 \rightarrow i)}{\sum_{j \in S_i} L_j} = \frac{H_0 - H_{\text{min},i}}{\sum_{j \in S_i} L_j} = \frac{H_0 - \left( z_i + \frac{P_{\text{min},i}}{\gamma} \right)}{\sum_{j \in S_i} L_j}$$

siendo  $H_0$  la altura piezométrica en cabecera,  $z_i$  la cota del nudo i y  $P_{\text{min},i}/\gamma$  la presión mínima de servicio en el nudo i.

El nudo crítico será aquel que presente el mínimo valor de la pendiente hidráulica disponible y el trayecto crítico estará compuesto por las conducciones que unen la cabecera con el nudo crítico. La figura adjunta nos muestra gráficamente como se realiza la elección del trayecto y nudo crítico (nudo c)



*Figura 11.8. Determinación del nudo crítico en el caso de altura de cabecera conocida*

Mediante la expresión del diámetro  $D_i$  obtendremos el valor del mismo para la línea correspondiente, pero el valor resultante seguramente no corresponderá a ningún diámetro comercial de los disponibles en el mercado.

Es necesario por tanto seleccionar un diámetro comercial (o más) para cada línea: podemos tomar el diámetro comercial inmediato superior al teórico obtenido (supranormalización) o bien el inmediato inferior (infranormalización), o considerar el diámetro comercial más cercano (criterio de proximidad), o podemos incluso dimensionar

la línea con dos diámetros comerciales (los inmediatos superior e inferior al obtenido) de modo que produzcan la misma pérdida de carga que el diámetro teórico calculado.

En cualquier caso, si en los nudos del trayecto crítico se presentan deficiencias de presión, será necesario corregirlas incrementando algún diámetro.

Una vez dimensionadas las tuberías del trayecto crítico, ya estamos en disposición de conocer la altura piezométrica en los nudos que pertenecen al trayecto; es como si dichos nudos, algunos de los cuales son el origen de otras ramificaciones, constituyesen el nudo de cabecera de los distintos subsistemas que aún quedan por dimensionar (nudos a y b de la figura adjunta).

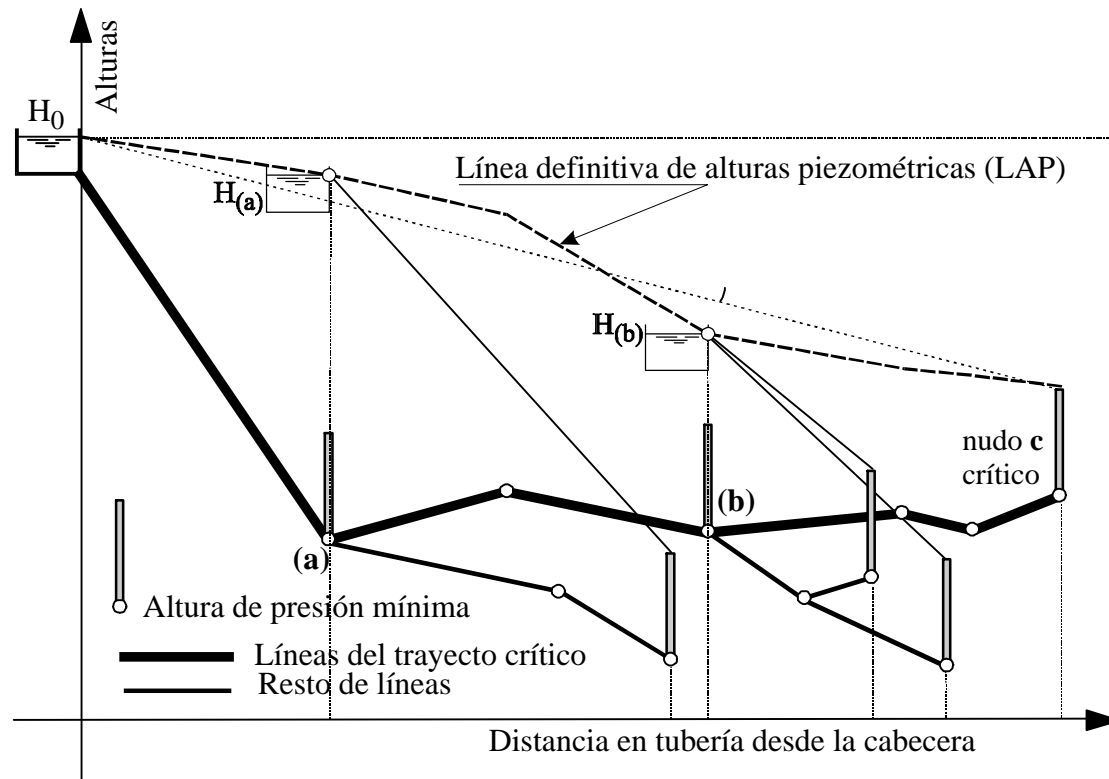


Figura 11.9. Determinación del nudo crítico en el caso de altura de cabecera incógnita.

Para dimensionar el resto de las tuberías seguiremos aplicando el criterio anterior, seleccionando en cada caso el trayecto y nudo crítico.

En el supuesto de que la alimentación se efectúe mediante una estación de bombeo cuya altura de bombeo  $H_b$  sea necesario determinar, el problema reside en que no podemos tomar como referencia ningún valor de la pendiente hidráulica disponible, puesto que la altura piezométrica en el nudo de alimentación está por determinar.

En este caso tomaremos como referencia un valor de la pendiente hidráulica de referencia de valor normal  $j^* = 0'005 + 0'010 \text{ mca/m} = 5 + 10 \text{ mca/km}$ . El nudo crítico será aquel que necesite una mayor altura de bombeo considerando este valor de referencia de la pendiente hidráulica  $j^*$ :

$$\text{nudo c crítico si: } H_b^{(c)} = \max_i \{H_b^{(i)}\} \text{ siendo } H_b^{(i)} = z_i + \frac{P_{\min, i}}{g} + j^* \sum_{k \in S_i} L_k - z_0$$

donde:

$z_0$  : Cota de aspiración de la estación de bombeo  
 $z_i$  : Cota del nudo i



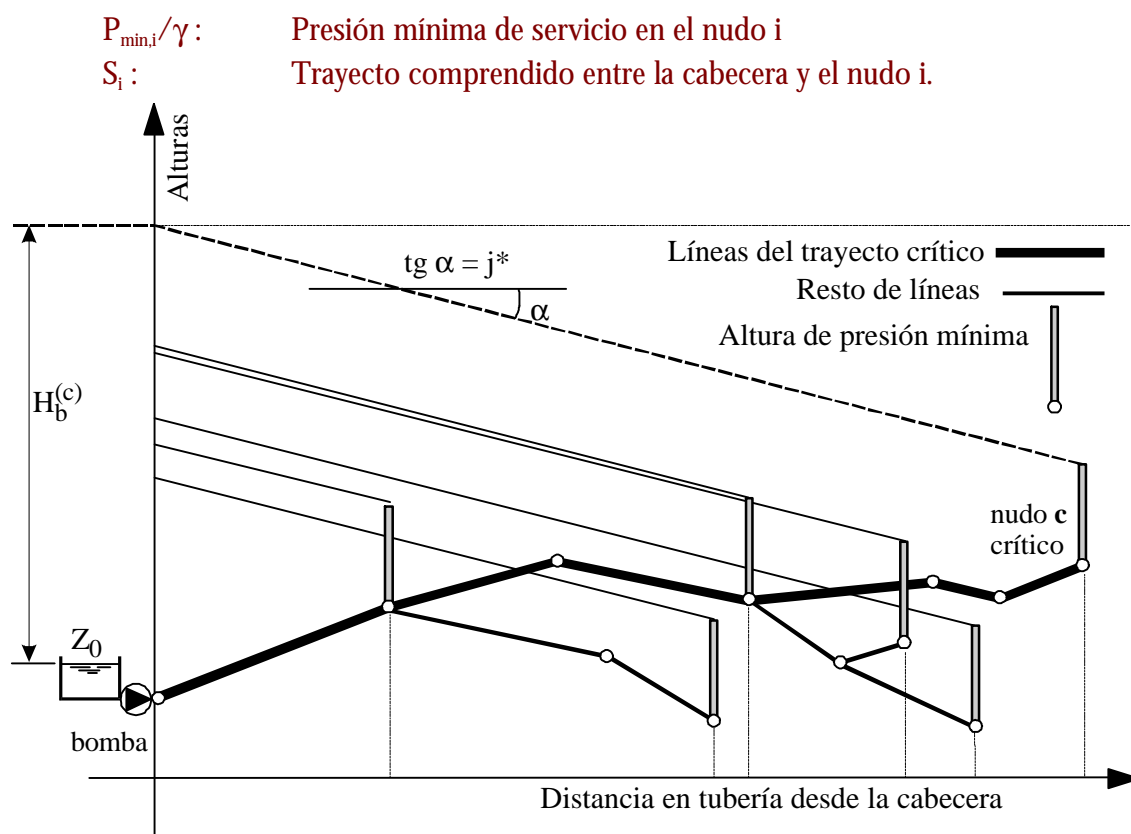


Figura 11.10. Determinación del nudo crítico en el caso de altura de cabecera incógnita.

### 3.3. Dimensionado de redes malladas

Uno de los puntos clave en los procesos de dimensionado funcional que hemos descrito en los apartados previos reside en el conocimiento que *a priori* tenemos sobre los caudales circulantes. sería imposible calcular directamente el valor de los diámetros si desconocemos el caudal circulante, tanto cuando utilizamos el criterio de velocidad máxima como el de la pendiente uniforme.

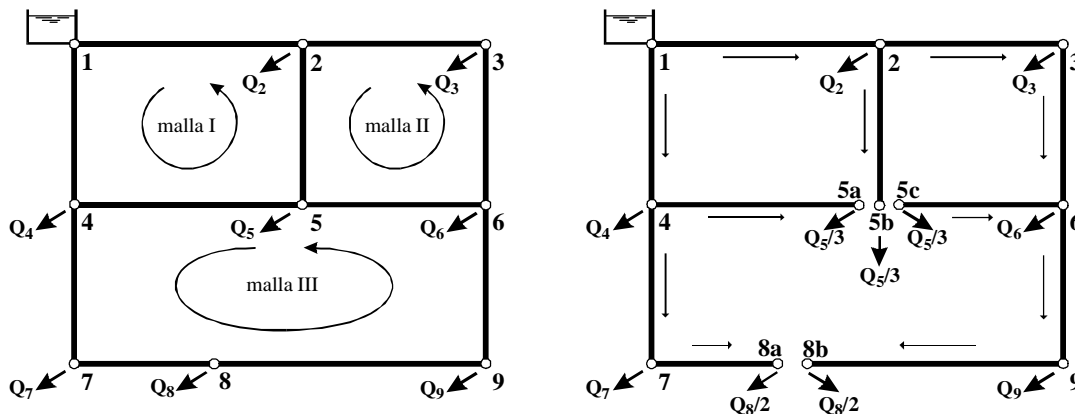
Esto hecho supone una complicación añadida en el caso de tener que dimensionar una red mallada, y como paso previo hay que buscar la forma de salvar esta dificultad, proponiendo, por ejemplo, unos determinados caudales circulantes por las líneas. De alguna forma, esta posible solución implica que estamos asimilando la red mallada a una topología ramificada, puesto que a efectos de los cálculos implicados en el dimensionado, lo único que las diferencia es el conocimiento apriorístico de los caudales circulantes.

En las *Normas Tecnológicas de la Edificación* (NTE-IFA) se propone una forma sencilla para conseguir determinar unos caudales de diseño que nos permitan dimensionar la red, que consiste en realizar cortes en nudos concretos de la red para conseguir que, sin perder ninguna de las líneas, la red se convierta en ramificada.

Es evidente que el funcionamiento hidráulico de esta nueva red ramificada no va a ser el mismo que en el caso de la red mallada de origen. Para conseguir, en la medida de lo posible, un equilibrio en las presiones, se recomienda que los cortes se realicen de manera que los posibles trayectos para alimentar el nudo tengan una longitud semejante.

El caudal de consumo de los nudos en los que se ha realizado el corte se debe repartir entre las líneas que confluyan en el mismo.

Tras realizar el diseño del sistema será necesario realizar una comprobación de funcionamiento, puesto que al tratarse de una red mallada, los caudales circulantes por cada una de las conducciones serán distintos. En el caso de que las presiones resultantes en la red mallada sean inferiores a las mínimas exigidas, será necesario realizar las oportunas modificaciones en algunos diámetros hasta conseguir que se cumplan dichas presiones mínimas.



*Figura 11.11. Red mallada original y red ramificada resultante.*

Tomando el caso de la Figura 11.11, en una red mallada con tres mallas básicas será necesario efectuar tres cortes en nudos seleccionados, puesto que no todos los posibles cortes pueden producir el efecto deseado (abrir las mallas), concretamente en los nudos 8 (un corte) y 5 (dos cortes). Los cortes dan lugar a la aparición de nudos ficticios, que denominaremos 8a, 8b, 5a, 5b y 5c. El caudal de los nudos iniciales se reparte entre los nudos ficticios, pudiendo hacerlo equitativamente o de otro modo, dependiendo de la longitud de los ramales que llegan a cada uno de ellos.

El procedimiento que acabamos de exponer permite dimensionar una red mallada, asignando caudales circulantes por las líneas por medio de un artificio que consiste en recortar la conectividad entre las líneas, configurando así una red de tipo ramificado. Este modo de proceder presenta dos problemas.

El primero de ellos es operativo, pues debemos restituir la conectividad en los cortes para comprobar cómo va a funcionar en la realidad la red mallada una vez dimensionada.

El segundo problema afecta al planteamiento, puesto que al realizar los cortes en la red mallada estamos dejando de lado la razón que nos ha llevado a escoger este tipo de red, fundamentalmente la fiabilidad que se consigue gracias a la redundancia en las líneas, y que nos permitiría que el sistema mantuviese el servicio y las presiones mínimas incluso en caso de producirse una rotura. Observemos que se plantea el dimensionado de todas las líneas ajustando el caudal que trasiegan, de modo que si una de ellas quedase fuera de servicio, no se alcanzarían las presiones mínimas en algunos de los nudos.

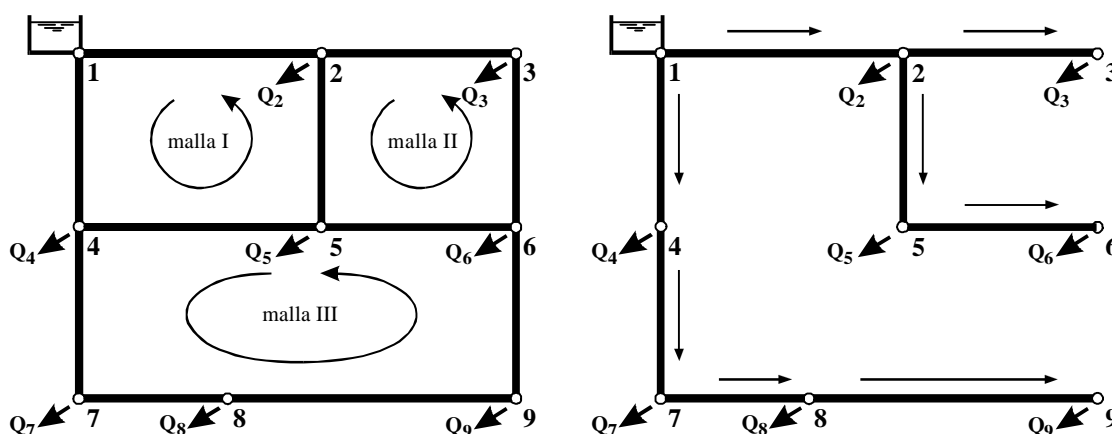
El primer problema hace necesario comprobar (analizar) el funcionamiento de la red mallada una vez restituida la conectividad, y en caso necesario, realizar los ajustes pertinentes en los diámetros de algunas tuberías. Tomando de nuevo el ejemplo de la Figura 11.11, la restitución implica unir de nuevo los nudos ficticios 8a-8b, así como 5a-5b-5c y como la presión en tales nudos deberá ser la misma, los caudales circulantes (y las consiguientes pérdidas de carga) pueden verse alterados.

Sobre el segundo problema (la falta de redundancia efectiva) podemos actuar de diversas formas. Una de ellas, que implica una mínima desviación sobre el procedimiento expuesto consistiría en asignar el caudal completo del nudo a cada uno de los nudos ficticios producidos por los cortes, en lugar de asignarles una porción de dicho caudal. A efectos prácticos, estamos considerando la posible ruptura de alguna de las líneas conectadas a dichos nudos ficticios.

Esta solución no es la mejor puesto que, por una parte, se está contemplando la posibilidad de que en las tres líneas que alimentan el nudo 5 se produzcan dos roturas simultáneas, suceso altamente improbable. Sin embargo, por otra parte, no se está considerando las posibles roturas del resto de las líneas.

Vamos a comentar a continuación otra alternativa factible para adaptar el dimensionado de redes malladas. En este caso, vamos a abrir las mallas eliminando líneas completas, en lugar de producir cortes en los nudos.

De este modo se genera lo que se denomina un *árbol* de la red, que consiste en una red de tipo ramificado, y que es un esquema suficiente y capaz para poder entregar los caudales consumidos en los nudos de la red.



*Figura 11.12. Red mallada original y árbol resultante.*

En el ejemplo de la figura, hemos eliminado las líneas 4-5, 3-6 y 6-9, consiguiendo una configuración ramificada que alcanza a todos los nudos de la red (árbol). Una vez dimensionado el árbol, completaremos las líneas que faltan (coárbol), asignándoles el diámetro menor de los que poseen las líneas en contacto con ellas.

En condiciones normales, esto será suficiente para conseguir un funcionamiento fiable de la red ante cualquier posible rotura, aunque no obstante, es taxativo comprobar el funcionamiento de la red mallada.

Con todo lo expuesto, parece suficientemente claro que la única forma de dimensionar la red mallada y que asegure el correcto funcionamiento de la misma ante cualquier posible rotura es precisamente plantear tantos estados de carga como posibles roturas en las tuberías, aunque también adivinamos que esto resulta impracticable para una red con un número de líneas considerable. Por esta razón, los procedimientos expuestos intentan aproximarse a la condición de redundancia mediante artificios que permitan simplificar el planteamiento del problema.

### 3.4. Ejemplo. Dimensionado de una red ramificada

Vamos a continuación a aplicar los principios expuestos para dimensionar el sistema ramificado de la Figura 11.13 con las siguientes consideraciones:

Las pérdidas de carga se calcularán mediante la fórmula de Darcy considerando un factor de fricción para todas las conducciones de valor  $f = 0,02$ .

El diámetro de las tuberías debe de ser tal que para el estado de consumos de la figura, la presión mínima que se admite en los nudos de consumo (nudos 2, 4, 6, 8 y 9) es  $P_{\text{mínima}} = 20 \text{ mca}$ .

La velocidad resultante en las líneas con los diámetros finales deberá estar comprendida entre los siguientes límites máximo y mínimo:  $v_{\text{mín}} = 0,5 \text{ m/s}$  y  $v_{\text{máx}} = 2,0 \text{ m/s}$  en todos los casos.

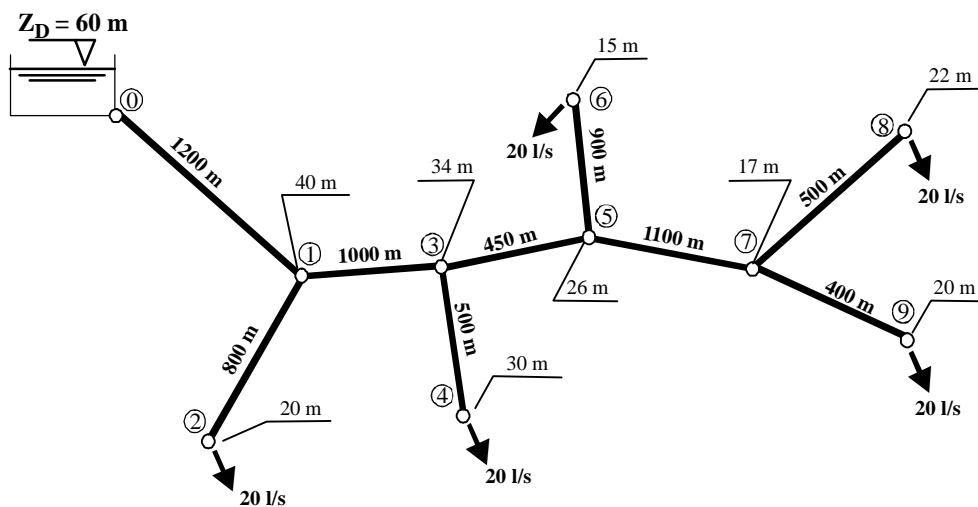


Figura 11.13. Red ramificada alimentada por gravedad

El precio de las tuberías comerciales a emplear en la solución final se indica en la siguiente tabla:

Diámetro (mm)	80	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
Precio (euro/m)	5,47	6,20	7,15	10,19	13,08	16,67	23,18	32,06	39,52	52,11	62,75	75,32

Para poder comparar los métodos expuestos, resolveremos el problema de dimensionado utilizando el método de velocidad constante con  $v = 1 \text{ m/s}$ , el método de velocidad máxima empleando la fórmula de Mougny, así como el método de la pendiente hidráulica uniforme.

#### Cálculo de los caudales circulantes

El primer paso consiste en determinar los caudales circulantes por las líneas por acumulación de los consumos que se realizan aguas abajo de dichas líneas, de modo que resultan los siguientes:

Línea	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caudal (m³/s)	0,1	0,02	0,08	0,02	0,06	0,02	0,04	0,02	0,02

### Selección de diámetros comerciales candidatos

Puesto que en el dimensionado solo vamos a poder utilizar aquellos diámetros comerciales que den lugar a velocidades comprendidas entre  $v_{\min}$  y  $v_{\max}$ , vamos a calcular en primer lugar las velocidades que resultan de aplicar cada uno de los diámetros comerciales a cada una de las líneas, por medio de la expresión  $v_i = (4 q_i / \pi D^2)^{1/2}$ , tal y como muestra la tabla siguiente:

*Velocidad (m/s) en las líneas en función del diámetro empleado*

Línea	Caudal (m³/s)	Diámetros comerciales (mm)									
		125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
1	0,1	1,15	1,66	1,16	1,18	1,04	1,41	1,04	0,80	0,63	0,51
2	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	1,41	1,28	1,21	1,16	1,13	1,10
3	0,08	1,52	1,53	1,33	1,55	1,63	1,13	0,83	0,64	0,50	1,41
4	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	1,41	1,28	1,21	1,16	1,13	1,10
5	0,06	1,89	1,40	1,49	1,91	1,22	0,85	0,62	1,48	1,38	1,31
6	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	1,41	1,28	1,21	1,16	1,13	1,10
7	0,04	1,26	1,26	1,66	1,27	0,81	0,57	1,42	1,32	1,25	1,20
8	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	1,41	1,28	1,21	1,16	1,13	1,10
9	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	1,41	1,28	1,21	1,16	1,13	1,10

Las zonas sombreadas de la tabla corresponden a los diámetros que **no** pueden ser utilizados en determinada línea en razón de la velocidad resultante.

### Cálculo de las pendientes hidráulica correspondientes a los diámetros candidatos

A continuación calcularemos la pendiente hidráulica resultante al aplicar cada uno de los diámetros posibles en cada una de las líneas, considerando la fórmula de Darcy, con un factor de fricción constante e igual a 0,02:

$$J_{i,j} (\text{línea } i, \text{ diámetro } j) = \frac{8 f q_i^2}{\pi^2 g D_j^5} = \frac{8 \cdot 0,02}{3,1416 \cdot 9,81} \cdot \frac{q_i^2}{D_j^5} = 1,6525 \cdot 10^{-3} \frac{q_i^2}{D_j^5} \text{ mca/m}$$

Con los valores calculados para la pendiente hidráulica correspondiente a cada una de las líneas y cada uno de los diámetros candidatos será posible calcular las pérdidas de carga en todas las líneas, una vez se haya asignado el diámetro comercial correspondiente,

simplemente multiplicando el valor de la pendiente hidráulica por la longitud de la línea en cuestión

*Pendiente hidráulica (mca/km) en función del diámetro empleado*

		Diámetros comerciales (mm)									
Línea	Caudal (m³/s)	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
1	0,1						6,80	3,15	1,61	0,90	0,53
2	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
3	0,08					10,83	4,35	2,01	1,03	0,57	
4	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
5	0,06				18,59	6,09	2,45	1,13			
6	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
7	0,04			16,11	8,26	2,71	1,09				
8	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
9	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						

*Aplicación del método de velocidad constante ( $v = 1 \text{ m/s}$ )*

El objetivo de este método es conseguir en todas las líneas una velocidad lo más próxima posible  $v = 1 \text{ m/s}$ , y consiste en asignar un diámetro teórico a cada una de las líneas, de modo que la velocidad del agua en su interior adopte un valor preestablecido (en este caso y habitualmente, de  $1 \text{ m/s}$ ). Si denominamos  $D_i$  al diámetro teórico de la línea  $i$ -ésima, su valor se calculará según:

$$\left. \begin{array}{l} v_i = \frac{4 q_i}{\pi D_i^2} \\ v_i = 1 \text{ m/s } \forall i \end{array} \right\} \rightarrow D_i = \sqrt{\frac{4 q_i}{\pi}} = 1,128 \sqrt{q_i}$$

De este modo obtendremos los siguientes diámetros para cada línea:

Línea	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caudal (m³/s)	0,1	0,02	0,08	0,02	0,06	0,02	0,04	0,02	0,02
Diámetro teórico (m)	0,357	0,160	0,319	0,160	0,276	0,160	0,226	0,160	0,160

A partir del valor de los diámetros teóricos seleccionaremos un diámetro comercial para cada línea y para ello adoptaremos el criterio de escoger el diámetro comercial inmediato inferior en tamaño al teórico obtenido (tener en cuenta que este criterio es

arbitrario; podíamos haber adoptado el diámetro comercial inmediato superior, por ejemplo):

Línea	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	0,1	0,02	0,08	0,02	0,06	0,02	0,04	0,02	0,02
Diámetro comercial (m)	0,350	0,150	0,300	0,150	0,250	0,150	0,200	0,150	0,150

En la determinación de los diámetros comerciales no se ha tenido en cuenta las pérdidas de carga, y como es lógico, puede suceder que no se cumplan las presiones mínimas establecidas en los nudos de consumo. Por ello resulta necesario en la práctica totalidad de las situaciones efectuar modificaciones de tales diámetros. En primer lugar, calculemos las pérdidas de carga en las líneas con los diámetros comerciales seleccionados:

Línea	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	D (m)	$h_f$ (mca)
1	0,1	1200	0,35	3,78
2	0,02	800	0,15	6,96
3	0,08	1000	0,3	4,35
4	0,02	500	0,15	4,35
5	0,06	450	0,25	2,74
6	0,02	900	0,15	7,83
7	0,04	1100	0,2	9,09
8	0,02	500	0,15	4,35
9	0,02	400	0,15	3,48

Con las pérdidas de carga obtenidas podemos calcular la altura de presión  $P_i/g$  en los nudos de consumo; por ejemplo, para el nudo 9 tendremos:

$$\frac{P_9}{g} = Z_D - \sum_{i=1,3,5,7,9} h_{f,i} - Z_9 = 60 - 3,78 - 4,35 - 2,74 - 9,09 - 3,48 - 20 = 16,56 \text{ mca.}$$

Del mismo modo, para el resto de los nudos de consumo obtenemos:

$$\frac{P_2}{g} = 29,26 \text{ mca} ; \frac{P_4}{g} = 17,52 \text{ mca} ; \frac{P_6}{g} = 26,30 \text{ mca} ; \frac{P_8}{g} = 13,69 \text{ mca}$$

Como se comprueba, la presión resulta insuficiente en los nudos de consumo 4, 8 y 9. Para conseguir que la presión en tales nudos sea, como mínimo, de 20 mca será necesario incrementar el diámetro de algunas de las líneas que se encuentran entre la cabecera de la red y los nudos con presión insuficiente.

En primer lugar, puesto que la presión es insuficiente en los nudos 8 y 9, aumentaremos el diámetro de la línea 7 de 200 mm hasta 250 mm, lo que producirá un

aumento de la presión en dichos nudos. La nueva pérdida de carga en la línea 7 será  $h_{f,7}(250 \text{ mm}) = 2,98 \text{ mca}$ , de modo que la presión en los nudos 8 y 9 resultará:

$$\frac{P_8}{g} = 19,80 \text{ mca} ; \frac{P_9}{g} = 22,67 \text{ mca}$$

El cambio en la línea 7 ha sido suficiente para corregir la presión en 9 pero el nudo 8 sigue con una presión deficitaria, por lo que modificaremos el diámetro de la línea 8 de 150 hasta 175 mm, de forma que la nueva pérdida de carga será  $h_{f,8}(175 \text{ mm}) = 2,01 \text{ mca}$  y en consecuencia, la presión en 8 valdrá:

$$\frac{P_8}{g} = 22,14 \text{ mca}$$

Queda por último corregir la presión en el nudo 4, que conseguiremos mediante el aumento del diámetro de la línea 4 desde 150 hasta 200 mm (aumentar hasta 175 mm no sería suficiente, como se puede comprobar), de modo que la nueva pérdida de carga será  $h_{f,4}(200 \text{ mm}) = 1,03 \text{ mca}$  y la presión resultante en el nudo 4 será:

$$\frac{P_4}{g} = 20,84 \text{ mca}$$

El detalle de la solución final se recoge en la siguiente tabla:

Línea	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Longitud (m)	Diámetro (m)	$h_f$ (mca)	Coste unitario (euro/m)	Coste línea (euro)
1	0,1	1200	0,35	3,78	39,52	47427,07
2	0,02	800	0,15	6,96	10,19	8154,53
3	0,08	1000	0,3	4,35	32,06	32064,00
4	0,02	500	0,2	1,03	16,67	8333,03
5	0,06	450	0,25	2,74	23,18	10428,76
6	0,02	900	0,15	7,83	10,19	9173,85
7	0,04	1100	0,25	2,98	23,18	25492,53
8	0,02	500	0,175	2,01	13,08	6539,01
9	0,02	400	0,15	3,48	10,19	4077,27
<b>Coste total (euro)</b>						<b>151690,05</b>

La solución final resulta factible puesto que en todos los nudos de consumo se consigue una presión superior al valor mínimo de 20 mca y además, las velocidades de circulación correspondientes están comprendidas entre los límites máximo y mínimo.





Con los diámetros propuestos y la pérdida de carga correspondiente obtendremos las siguientes presiones en los nudos de consumo:

$$\frac{P_2}{g} = 36,41 \text{ mca} ; \frac{P_4}{g} = 25,02 \text{ mca} ; \frac{P_6}{g} = 38,09 \text{ mca} ; \frac{P_8}{g} = 28,94 \text{ mca} ; \frac{P_9}{g} = 31,15 \text{ mca}$$

Como podemos observar, tanto las presiones de servicio como las velocidades de circulación en las líneas son factibles, aunque el coste total en tuberías resulta superior al que se ha obtenido en el caso anterior.

### *Método de la pendiente hidráulica uniforme*

Este método permite obtener un diámetro teórico por cada línea (que posteriormente será normalizado), pero en lugar de obtenerlo mediante un criterio de velocidad como en los dos casos anteriores, se utiliza el criterio de considerar un determinado valor de la pendiente hidráulica.

En primer lugar, vamos a considerar la pérdida de carga disponible o admisible entre la cabecera y los nudos de consumo, al objeto de seleccionar el nudo crítico, esto es, aquel nudo de consumo que da lugar a la menor pendiente hidráulica disponible:

Nudo	Longitud desde la cabecera al nudo (m)	$h_f$ disponible (mca) = $z_D - z_i - P_{\min}/?$	Pendiente J (mca/km) disponible = $h_f/L$
2	2000	20	10,0
4	2700	0	3,704
6	3550	25	7,04
8	4250	18	4,23
9	4150	20	4,82

Como indica la tabla anterior, el nudo más crítico es el 4, razón por la cual deberemos dimensionar en primer lugar el conjunto de líneas comprendidas entre el nudo de cabecera y el nudo 4, esto es, las líneas 1, 3 y 4.

#### a) Dimensionado de las líneas 1, 3 y 4:

Una vez establecida la pendiente hidráulica disponible en la serie de tuberías 1-3-4 vamos a calcular el diámetro teórico que se ajusta al valor de dicha pendiente:

$$J^* = \frac{8 f_i q_i^2}{p^2 g D_i^5} \rightarrow D_i = \sqrt[5]{\frac{8 f_i q_i^2}{p^2 g J^*}}$$

Por aplicación de la expresión anterior obtendremos los siguiente diámetros teóricos:

$$D_1 = 0,339 \text{ m} ; D_3 = 0,310 \text{ m} ; D_4 = 0,178 \text{ m}$$

Adoptaremos el diámetro comercial inmediato inferior, de modo que sabemos positivamente que la pérdida de carga en esta serie de tres líneas va a ser mayor de la permitida. El paso siguiente consistirá en incrementar alguno de los diámetros comerciales

hasta conseguir una pérdida de carga igual o inferior a la prescrita. La siguiente tabla muestra los sucesivos cambios que se producen hasta conseguir una pérdida de carga igual o menor a 10 mca:

línea	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)
1	300	3,16	300	8,16	350	3,78
3	300	4,35	300	4,35	300	4,35
4	175	2,01	200	1,03	200	1,03
	$h_f$ total	14,52 > 10	$h_f$ total	13,54 > 10	$h_f$ total	9,16 < 10

De este modo hemos conseguido dimensionar y normalizar una serie de tuberías, de modo que la presión en el nudo 4 es mayor que la mínima admisible y con velocidades de circulación entre los límites admisibles. Puesto que ya son conocidas las características hidráulicas de las líneas 1, 3 y 4, podemos calcular las alturas piezométricas en los nudos correspondientes 1, 3 y 4.

A partir de la altura en el nudo 1 ( $H_1$ ) podemos calcular la máxima pérdida de carga en la línea 2, y obtener su diámetro en consecuencia. A partir de la altura  $H_3$  podemos aplicar el criterio de la pendiente a los nudos de consumo que restan aguas abajo (nudos 6, 8 y 9).

Las alturas piezométricas resultantes en los nudos 1, 3 y 4 serán:

$$H_1 = Z_D - h_{f,1} = 60 - 3,78 = 56,22 \text{ mca} ; H_3 = H_1 - h_{f,3} = 51,87 \text{ mca} ; H_4 = H_3 - h_{f,4} = 50,84 \text{ mca}$$

de modo que la correspondiente altura de presión en el nudo 4 será:

$$\frac{P_4}{g} = H_4 - Z_4 = 50,84 - 30 = 20,84 \text{ mca}$$

quedando por encima del valor mínimo de 20 mca.

#### b) Dimensionado de la línea 2:

Una vez dimensionada la línea 1 conocemos el valor de la altura piezométrica  $H_1$ , de modo que se puede dimensionar la línea 2 por simple aplicación de la fórmula de Darcy. Si  $H_1 = 56,22$  mca y la altura piezométrica que debemos de tener en el nudo 2 debe de ser  $H_{2,\text{mínimo}} = Z_2 + P_{2,\text{mínimo}}/\gamma = 20 + 20 = 40$  mca, la pérdida de carga máxima en la línea 2 será  $h_{f,2} \text{ máx.} = H_1 - H_{2,\text{mínimo}} = 16,22$  mca. Con este valor podemos calcular el diámetro teórico como:

$$D_2 = \sqrt[5]{\frac{8 f L_2}{\gamma^2 g h_{f,2}}} q_2^2 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 800}{3,1416 \cdot 9,81 \cdot 16,22}} 0,02^2 = 0,126 \text{ m}$$

Para poder cumplir con el requisito de presión mínima deberemos normalizar con el diámetro comercial inmediato superior, de modo que  $D_2 = 0,150$  m. Este último diámetro produce una pérdida  $h_{f,2} = 6,96$  mca, de modo que la altura de presión en el nudo 2 será  $P_2/\gamma = H_1 - h_{f,2} - Z_2 = 56,22 - 6,96 - 20 = 29,26$  mca > 20 mca.

#### c) Dimensionado del resto de las líneas 5, 6, 7, 8 y 9:

En este caso actuaremos del mismo modo que al principio, a partir del nudo con altura piezométrica conocida (nudo 3) que actúa como cabecera de este conjunto de líneas, calculando la pérdida de carga admisible entre dicho nudo y los diversos nudos de consumo situados aguas abajo:

Nudo	Longitud desde el nudo 3 al nudo correspondiente (m)	$h_f$ disponible (mca) = $H_3 - z_i - P_{min}/?$	Pendiente J (mca/km) disponible = $h_f/L$
6	1350	16,87	12,50
8	2050	9,87	4,81
9	1950	11,87	6,09

De la tabla anterior se deduce que el nudo más crítico es el 8, por lo que dimensionaremos en primer lugar las líneas 5, 7 y 8.

c.1) Dimensionado de las líneas 5, 7 y 8:

Aplicando una pendiente hidráulica de referencia de  $J^* = 4,81$  mca/Km obtenemos los siguientes diámetros teóricos:

$$D_5 = 0,262 \text{ m} ; D_7 = 0,223 \text{ m} ; D_8 = 0,169 \text{ m}$$

Para normalizar consideramos el diámetro comercial inmediato inferior; como se ve en la siguiente tabla, resulta necesario retocar alguno de los diámetros hasta conseguir que la pérdida de carga total en las tres líneas no supere el valor máximo de 9,87 mca:

Línea	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)	Diám. (mm)	$h_f$ (mca)
5	250	2,74	250	2,74	250	2,74
7	200	9,09	200	9,09	250	2,98
8	150	4,35	175	2,01	175	2,01
	$h_f$ total	16,18 > 9,87	$h_f$ total	13,84 > 9,87	$h_f$ total	7,73 < 9,87

Las alturas piezométricas en los nudos 5, 7 y 8 serán pues:

$H_5 = H_3 - h_{f,5} = 51,87 - 2,74 = 49,13 \text{ mca}$  ;  $H_7 = H_5 - h_{f,7} = 46,15 \text{ mca}$  ;  $H_8 = H_7 - h_{f,7} = 44,14 \text{ mca}$   
y la presión resultante en el nudo 8 será:

$$\frac{P_8}{\rho g} = H_8 - Z_8 = 44,14 - 22 = 22,14 \text{ mca} > 20 \text{ mca}$$

## c.2) Dimensionado de la línea 6:

En el nudo 5 contamos con una altura  $H_5 = 49,13$  mca, mientras que en el nudo 6 necesitamos una altura  $H_{6,\text{mínima}} = 15 + 20 = 35$  mca. La pérdida de carga máxima admisible en esta línea será  $h_{f,6,\text{máx.}} = 14,13$  mca. Para dar lugar a esta pérdida de carga necesitaremos un diámetro teórico de:

$$D_6 = \sqrt[5]{\frac{8 f L_6}{P^2 g h_{f,6}}} q_6^2 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 900}{3,1416 \cdot 9,81 \cdot 14,13}} 0,02^2 = 0,133 \text{ m}$$

siendo por tanto necesario emplear un diámetro comercial  $D_6 = 0,150$  m, que produce una pérdida de carga real de  $h_{f,6} = 7,83$  mca, de modo que  $H_6 = H_5 - h_{f,6} = 41,3$  mca y por tanto  $P_6/? = 26,3$  mca  $> 20$  mca.

## c.3) Dimensionado de la línea 9:

En el nudo 7 tenemos  $H_7 = 46,15$  mca y en el nudo 9 necesitamos una altura  $H_{9,\text{mínima}} = 20 + 20 = 20$  mca. La pérdida de carga máxima admisible en esta línea será  $h_{f,9,\text{máx.}} = 6,15$  mca. Para dar lugar a esta pérdida de carga necesitaremos un diámetro teórico de:

$$D_9 = \sqrt[5]{\frac{8 f L_9}{P^2 g h_{f,9}}} q_9^2 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 400}{3,1416 \cdot 9,81 \cdot 6,15}} 0,02^2 = 0,134 \text{ m}$$

de modo que emplearemos un diámetro comercial  $D_9 = 0,150$  m, que produce una pérdida de carga real de  $h_{f,9} = 3,48$  mca, de modo que  $H_9 = H_7 - h_{f,9} = 42,67$  mca y por tanto  $P_9/? = 22,67$  mca  $> 20$  mca.

## d) Solución final:

Línea	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Longitud (m)	Diámetro (m)	$h_f$ (mca)	Coste unitario (ptas/metro )	Coste línea (ptas)
1	0,1	1200	0,350	3,78	39,52	47427,07
2	0,02	800	0,150	6,96	10,19	8154,53
3	0,08	1000	0,300	4,35	32,06	32064,00
4	0,02	500	0,200	1,03	16,67	8333,03
5	0,06	450	0,250	2,74	23,18	10428,76
6	0,02	900	0,150	7,83	10,19	9173,85
7	0,04	1100	0,250	2,98	23,18	25492,53
8	0,02	500	0,175	2,01	13,08	6539,01
9	0,02	400	0,150	3,48	10,19	4077,27
Coste total (ptas)						151690,05

Observemos que la solución obtenida es completamente factible, tanto desde el punto de vista de las presiones como de las velocidades de circulación. Además coincide totalmente con la solución obtenida con el método de velocidad constante.

#### 4. CONCLUSIONES

Hemos presentado de una forma resumida los principales conceptos que intervienen en el problema del dimensionado de redes de distribución, tanto aquellos de naturaleza hidráulica como económica. Dentro de la familia de los métodos denominados funcionales, de utilización más tradicional, hemos presentado los llamados *métodos de velocidad* y el *método de la pendiente hidráulica uniforme.*, incluyendo un ejemplo de aplicación de los citados métodos.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Alperovits, E., y Shamir, U. (1977), "*Design of optimal water distribution systems*". Water Resources Research, Vol, 13, num. 6, pp. 885-900. Diciembre.
- Awumah, K.; Bhatt, S.K. y Goulter, I.C. (1989), "*An Integer Programming Model for Layout Design of Water Distribution Networks*". Engineering Optimization, Vol. 15, pp. 57-70.
- Bhave, P.R. (1979), "*Selecting pipe sizes in network optimization by Linear Programming*". Journal of the Hydraulics Division (ASCE), pp. 1019-1025, Agosto.
- Bhave, P.R. y Lam, C.F. (1983) "*Optimal Layout for Branching Distribution Networks*". Journal of Transportation Engineering (ASCE), Vol. 109. N°4 Julio, pp. 534-547.
- Grupo Mecánica de Fluidos (1996) Curso de Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua, Ed. GMF – Universidad Politécnica de Valencia.
- Cembrowicz, R.G. y Harrington, J.J. (1973), "*Capital-cost minimization of hydraulic network*". Journal of the Hydraulics Division (ASCE), Vol. 99, num. HY3, pp. 431-440, Marzo.
- Goulter, I.G. y Morgan, D.R.(1985), "*An integrated approach to the layout and design of water distribution systems*". Civil Engineering Systems, Vol. 1, num. 2, pp. 104-113.
- Labye, Y. y Lechapt, G. (1961), "*Methodes permettant de determiner les caracteristiques optimales d'un reseau de distribution d'eau*". Bulletin Technique du Genie Rural, num. 50.
- Morgan, D.R. y Goulter, I.G. (1985), "*Optimal urban water distribution design*". Water Resources Research, Vol. 21, num. 5, pp. 642-652, Mayo.
- Pérez, R. (1993), "*Dimensionado óptimo de redes de distribución considerando los elementos de regulación*". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre.
- Quindry, G.E.; Brill, E.D. y Liebman, J.E. (1981), "*Optimization of looped water distribution systems*". Journal of the Environmental Engineering Division (ASCE), Vol. 107, EE4. Proc. Paper 16439, Agosto.
- Rousset (1971), "*Tracé de réseaux d'irrigation ramifiés*". 8<sup>as</sup> Jornadas Europeas del ICID. Aix-en-Provence, Junio.
- Rowell, W.F. y Barnes, W. (1982), "*Obtainning Layout of Water Distribution Systems*". Journal of the Hydraulic Division (ASCE), Vol. 108, HY1, pp. 137-148, Enero.
- Templeman, A.B. (1982), "*Discussion of 'Optimization of looped water distribution systems' by Quindry, G.; Brill, E.D. and Liebman, J.*". Journal of the Environmental Engineering Division (ASCE), Vol. 108, num. EE3., Junio.
- Walski, T.M. (1980), "*Energy costs: A new factor in pipe size selection*". Journal AWWA, pp. 326-329, Junio.

# MODELACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.

**Gonzalo López Patiño**  
**F. Javier Martínez Solano**  
**Pedro L. Iglesias Rey**  
**Joaquín Izquierdo Sebastián**

## 1. INTRODUCCIÓN

En capítulos precedentes se ha estudiado el comportamiento hidráulico de los elementos que forman la red y se ha repasado los diferentes algoritmos y métodos de cálculo de sistemas complejos de tuberías. De esta forma es posible analizar el comportamiento de la red de distribución.

El modelo matemático es la base que se utiliza en el cálculo hidráulico para simular diferentes estados que se producen en la red de distribución sin tener que llegar a experimentarlos físicamente. Del resultado de dichas simulaciones se extraen luego consecuencias que serán utilizadas en la planificación y gestión de la red.

El problema de análisis está resuelto hoy en día con potentes programas de cálculo si se dispone de los datos de la red y su estado de consumos.

El proceso de elaborar un modelo matemático supone recopilar toda la información existente de la red y tratarla para poder ser asimilada por los programas de análisis y simulación que hay en el mercado.

En el caso de una red de nueva ejecución el problema está prácticamente resuelto pues la información existente proviene de los parámetros de diseño.

La dificultad se presenta en las redes en servicio, donde los parámetros con los que se proyectó la red se han modificado por el propio funcionamiento de ésta. El conocimiento de qué parámetros, y las circunstancias que hacen que varíen, son fundamentales a la hora de estimarlos. Algunas de las circunstancias que producen la variación son:

- Modificación del diámetro y rugosidad original de las conducciones por depósito de sales, cal y óxidos, aumentando las pérdidas de carga.
- Desconocimiento de las pérdidas menores producidas en juntas, codos, tes, reducciones, etc., imposibles de cuantificar. Generalmente se tienen en cuenta como longitudes equivalentes de tubería.
- Pérdida de carga en las válvulas de cierre que, por condiciones de funcionamiento, no quedan perfectamente cerradas o abiertas durante alguna maniobra, y cuyo estado es difícil de saber.



- Distribución de consumos en la red, en un instante determinado, debido a la aleatoriedad en la demanda. Los valores medios se pueden saber en base a facturaciones, pero su modulación a lo largo del día es difícil de predecir.
- Desconocimiento del valor de las fugas, de su localización, y de los errores de los contadores, que añaden incertidumbre a la asignación de cargas a la red.
- Las mediciones, necesarias para la fase de ajuste del modelo, están afectadas de errores en los aparatos de medida, en la lectura y en las fluctuaciones de la variable que se mide.
- Errores en la determinación de la cota de los nudos de presión desconocida. En el análisis hidráulico del sistema se calculan alturas piezométrica. Posteriormente, se obtiene la presión restando el valor de la cota. El error en la determinación de la cota es, directamente, error en el valor de presión en el nudo.

Todas estas indeterminaciones van a condicionar el proceso que se seguirá para la elaboración del modelo matemático de la red en servicio.

## **2. CONCEPTO Y NECESIDADES DEL MODELO MATEMÁTICO.**

El objetivo de todo modelo matemático es reproducir mediante un computador, con la mayor exactitud posible, el comportamiento real del sistema físico que representa.

El modelo matemático de la red de distribución consistirá en un conjunto de líneas y nudos que representan a las tuberías, las bombas y estaciones de bombeo, las válvulas reguladoras y automáticas, los depósitos y embalses, y los puntos de consumo o inyección que forman la red.

El modelo matemático pretende "reproducir", con ayuda de los programas de análisis y simulación, el comportamiento del sistema de distribución real que representa, calculando, para los elementos que pertenecen al modelo, los parámetros hidráulicos que los caracterizan.

Los modelos hidráulicos se pueden clasificar según el tipo de análisis que se va a realizar en:

- Modelos estáticos. Simulan el estado de la red en un único instante, generalmente una situación punta (presiones mínimas), o valle (presiones máximas) de consumo.
- Modelos que simulan el comportamiento de la red a lo largo del tiempo. Se distinguen entre estos: los modelos inerciales o dinámicos, que tienen en cuenta los transitorios que se producen en la red por maniobras en los elementos de regulación y estaciones de bombeo; y los modelos no inerciales o en período extendido, que desprecian el efecto de los transitorios. Se comportan como si sucediera una sucesión de simulaciones estáticas en las que se tiene en cuenta la variación que se produce en la posición de los elementos de regulación, estado de funcionamiento de las estaciones de bombeo, niveles en los depósitos de regulación, y variación de las demandas en los nudos.



**Figura 12.1. Modelo matemático de la red.**

Por otra parte, según sea la utilidad que se le vaya a dar al modelo se distinguen:

- Modelos estratégicos o macromodelos. Son modelos en los que se incluyen unos pocos elementos. Se utilizan para la elaboración de planes directores, la planificación y evaluación de nuevas infraestructuras o de las existentes, la optimización de la producción, y con la ayuda de sistemas expertos, en el control de la red en tiempo real.

La información que se necesita de la red se reduce a las líneas principales, unos cuantos nudos que concentran el consumo de sectores de la red secundaria que cuelga de ellos, depósitos de regulación y estaciones de bombeo.

- Modelos arteriales: Incluyen las grandes canalizaciones de distribución. Se utilizan para el diseño y dimensionado de las ampliaciones de la red. Dado que las zonas de ampliación no están urbanizadas y la asignación de caudales se hace en base a dotaciones, no es necesario utilizar modelos con un mayor grado de definición.
- Modelos de detalle. Se incluyen la mayoría de los elementos de la red. Se utilizan para las operaciones diarias de control y regulación de la red: gestión de maniobras, localización de fugas, telecontrol y telemando, regulación de presiones, y otros.

En este punto hay que hacer una serie de consideraciones al nivel de detalle exigible al modelo.

Modelar toda la red, hasta hace unos años, era inviable porque los programas de análisis no podían trabajar con tal cantidad de información, o lo hacían muy lentamente. Con los avances, tanto en hardware como en las técnicas de análisis de redes, el problema de incluir todas las líneas de la red en el modelo ya se ha eliminado.

No obstante, la bondad del modelo depende muy directamente de la precisión de los datos de partida. Incluir absolutamente toda la red en el modelo supone modelar hasta las acometidas de los edificios, cuya información es tan difícil de recopilar como imprecisa.

Modelando hasta las acometidas, la aleatoriedad en los consumos de las viviendas añadiría una incertidumbre grande en el estado de cargas del modelo, que puede poner en duda la bondad que se espera de él llegando a este grado máximo de detalle.

Los aspectos económicos apuntan desfavorablemente a la modelación de toda la red. Cuando sea necesario contrastar los resultados del modelo con las magnitudes reales medidas habrá que controlar una gran cantidad de puntos. Puede resultar excesivamente caro realizar las mediciones en tantos nudos, máxime cuando la precisión que se va a obtener no está garantizada.

Por ello, resulta interesante establecer el grado de detalle que se le debe exigir al modelo. Éste va a depender del uso que se vaya a hacer del mismo, y de la precisión de los datos.

Si se va a desarrollar un modelo estratégico de la red, el grado de detalle se limitará a unas pocas líneas y nudos cuyo comportamiento sea equivalente al de todo el sistema.

Para el control en tiempo real, el modelo apoya a un sistema experto que recibe información de un sistema de control, simula con el modelo diferentes alternativas de regulación y toma una decisión. La rapidez de cálculo es el factor condicionante en este tipo de aplicación y por ello el modelo debe contar con pocos elementos, acudiendo a la simplificación de líneas mediante asociaciones de tuberías para ganar operatividad.

Si se desarrolla un modelo de detalle se procurará realizar simplificaciones en la red, pero incluyendo todas aquellas líneas que sean significativas, entendiendo por tal aquellas con capacidad de transporte en la red.

Sin embargo, si se va a realizar un análisis de calidad, el modelo tiene que llegar al máximo grado de detalle pues las pequeñas tuberías juegan un papel muy importante en el deterioro de la calidad del agua en la red. Es por ello que se debe llegar a modelar hasta las acometidas a las viviendas.

También la calidad de la información puede condicionar la elección del nivel de detalle del modelo. Si todos los datos de que se dispone tienen un elevado grado de precisión se puede recurrir a un modelo con un elevado nivel de detalle.

Si, por contra, se tiene mucha incertidumbre en la información, no tiene sentido que se vaya a un nivel de detalle en el modelo que nos garantice precisión en el cálculo cuando se está partiendo de errores en los datos.

Realizar simplificaciones en la red puede dar mayor bondad al modelo por cuanto la simplificación puede contrarrestar errores de partida.

Por ejemplo, se puede conocer el consumo de un sector de la red, pero no se conoce exactamente como se distribuye entre cada una de las acometidas. Realizar una simplificación, tomando todo el sector como un único nudo, elimina la incertidumbre sobre la distribución de cargas.

Hay que tener en cuenta que un mayor grado de detalle en el modelo tiene un mayor coste de elaboración. La bondad del modelo debe compensar el esfuerzo económico que se realice para su elaboración.

Conforme se desarrolle el capítulo se incidirá más en estos aspectos que tiene mucha influencia en el desarrollo de las técnicas de modelación de cada una de las fases de desarrollo del modelo.

### 3. ELABORACIÓN DEL MODELO.

Para la elaboración del modelo, hay que ser conscientes que se hace sobre una red en servicio.

La modelación de redes de nueva implantación lleva una problemática diferente. La asunción de los valores de diseño para muchos de los parámetros de la red (rugosidades, consumos, etc.) simplifica notablemente su elaboración.

En una red en servicio se tiene, en muchos casos, que suponer valores para estos parámetros. Estos deberán ser cotejados y ajustados en las fases de desarrollo del modelo.

#### 3.1. Consideraciones previas.

Un factor importante a tener en cuenta es quién va a elaborar el modelo. Son varias las alternativas que se presentan. La adopción de una u otra dependerá de la aplicación que se la vaya a dar al mismo y de la disponibilidad de recursos, sobre todo humanos, que tenga la empresa de abastecimiento. Básicamente existen tres alternativas:

- Desarrollo por personal interno de la empresa de abastecimiento. Es el mejor sistema si se dispone de un equipo técnico suficientemente cualificado. Presenta la ventaja de que quienes elaboran el modelo conocen la problemática interna de la empresa, conocen el uso que se va a hacer del modelo y lo pueden adaptar a dicha problemática. El modelo resultará más fácil de mantener y de ampliar, y los problemas que resulten durante la aplicación del mismo son resueltos desde dentro.

Sin embargo, disponer de un equipo de técnicos propios con amplia experiencia en el desarrollo de modelos es difícil. En la mayoría de casos dicha experiencia se limita a un único modelo muy particular, que es el de la red que abastece la compañía en cuestión.

Otro inconveniente, más grave que el anterior, es que el personal de la compañía de abastecimiento es experimentado conocedor de la red. Mucha de la información necesaria para la confección del modelo es extraída de dicha experiencia, y no es comprobada. De esta manera, información errónea, falsamente validada, es incorporada al modelo, arrastrando éste errores de partida.

- 
- Desarrollo mixto con personal interno y externo. Es un buen sistema por cuanto se puede complementar el conocimiento que de la red tiene el personal de la empresa de abastecimiento con la experiencia en desarrollo de modelos que tienen las consultorías dedicadas a ello. El personal interno conoce como se ha realizado el modelo para su posterior uso, mantenimiento y ampliación.
  - Desarrollo totalmente externo. El desarrollo lo realiza una ingeniería o consultoría. Puede resultar una buena fórmula cuando no se dispongan de recursos humanos que asignar a la tarea. No obstante, es necesario recurrir al personal interno porque es éste el que sabe donde se localiza la información. Es económicamente más costosa y puede alargarse más en el tiempo, aunque también resulta más cómoda para la empresa.

El resultado es bastante bueno pero la facilidad de uso, mantenimiento y ampliación es difícil de asumir por la empresa de abastecimiento y puede existir dependencia con la ingeniería.

### **3.2. Las fases del modelo.**

La elaboración del modelo matemático se va a realizar en una serie de etapas:

- Recopilación de información.
- Esqueletización de la red. Simplificación de la red real de tuberías, según el uso y la información disponible.
- Análisis y asignación de consumos registrados. Se trata de asignar las demandas contabilizadas en los puntos de consumo del modelo.
- Análisis y asignación de los consumos no registrados. Estudiar y distribuir los consumos no contabilizados: fugas, errores de contador, acometidas ilegales, etc.

Siguiendo estas etapas se dispone de un primer modelo, sin validar, de la red. Las siguientes etapas se centran en la corrección y ajuste de los parámetros de la red, para que el modelo la reproduzca con una cierta fiabilidad.

- Toma de medidas de presión y caudal. Se realizan una serie de medidas en algunos puntos de la red, para diferentes estados de carga, que servirán como valor de ajuste en la siguiente etapa.
- Ajuste del modelo. Se reproducen con el modelo los estados de carga de las mediciones. Se comparan los valores de presión y caudal medidos en la red, con los obtenidos del modelo, y se ajustan los diferentes parámetros buscando que coincidan unos y otros.

Al final de este proceso se obtiene un modelo calibrado, que permitirá realizar simulaciones de cualquier estado de carga en la red.

El modelo así obtenido debe ser actualizado y recalibrado periódicamente para incorporar las ampliaciones en la red, así como la variación en los parámetros de calibración en el tiempo por el propio funcionamiento de la red.

## **4. DESARROLLO DE LAS FASES DEL MODELO.**

Se va a entrar más en profundidad en cada una de las etapas que componen la elaboración del modelo.

### **4.1. Recopilación de información.**

Se ha incidido a lo largo del capítulo en la importancia que, para la bondad del modelo, tiene la obtención de una información precisa de los elementos que componen el sistema de distribución a modelar.

Cuando se habla de sistema se hace referencia a las tuberías, válvulas, bombas, y depósitos, pero también a las plantas de producción y a los pozos, a su esquema de operación, al esquema de regulación de la red, y todos aquellos aspectos que sirvan para reproducir el comportamiento de la red en el tiempo.

Se está en una primera fase en la elaboración del modelo. Se desconoce qué elementos formarán parte del mismo. Esto significa que se recopilará información de todos los elementos significativos en la red. Algunos de ellos no formarán, finalmente, parte del modelo, pero todavía no se está en disposición de saber cuáles.

Durante la fase de recopilación se va a tener la oportunidad de revisar y actualizar las fuentes de información de la red objeto del modelo. En muchos casos este trabajo es suficiente justificación de su elaboración. Muchos de los elementos que forman la red son tan

antiguos como la red misma, y no se sabe cuál es su estado, tanto de conservación como de funcionamiento.

Independientemente de quién elabore el modelo, se necesita una importante colaboración del personal de la compañía de distribución. Son ellos, que trabajan día a día con la red, los que mejor saben dónde localizar el dato necesario, o en su defecto cómo se puede llegar hasta él. También a ellos les resulta útil refrescar y desempolvar la información. Se corrigen muchos errores en los datos arrastrados a lo largo de su experiencia.

¿Qué información se necesita?. Se puede considerar que los datos que es necesario recopilar son:

- **Topología de la red.** Se entiende por topología de la red, la forma en que están conectados los diferentes elementos que la componen. Conocida ésta se puede establecer la conectividad entre elementos, por qué calles discurren las conducciones, la localización de las acometidas, la localización de las válvulas de regulación y cierre, y en general como está dispuesto el entramado que forma la red. Toda esta información se obtiene, sobretodo, de los planos de la red.
- **Conducciones** Se conocerá su diámetro, longitud, topología, conectividad, pérdida de carga continua, pérdidas localizadas, y adicionalmente su material, edad, y estado de conservación.

Esta información se puede obtener de los planos de proyecto de la red, de los planos de cerradas, o de los planos de detalle de los elementos. En muchas ocasiones, las conducciones han sido modificadas por reparaciones o trabajos de mantenimiento. Estas operaciones no quedan registradas en planos. En este caso es posible localizar la información en los partes de mantenimiento de la red.

- **Bombas y/o estaciones de bombeo.** Se conocerá para cada uno de los equipos de bombeo su potencia, curva característica, rendimiento, conectividad, horas de funcionamiento, modo de operación (arranques/paradas), y niveles de aspiración. Para el conjunto de la estación de bombeo se conocerá su topología, elementos de regulación de que consta, tanques de almacenamiento, variación semanal y estacional en el modo de operación y regulación, dispositivos de medición de caudal y altura de las bombas, etc.

Generalmente la información se localiza en las propias plantas de tratamiento. La experiencia del personal de planta es fundamental para obtener la información, sobretodo el modo de operación de las bombas, ya que es frecuente que esta operación se realice manualmente, siguiendo consignas establecidas gracias a la experiencia del operador.

- **Elementos de regulación.** De las válvulas se conocerá el fabricante, tipo, modelo, característica resistente, diámetro, evolución temporal de su posición de regulación, evolución temporal de su consigna de regulación (si es automática) y, adicionalmente, material, edad, estado de conservación, etc.
- **Depósitos:** Ubicación, tipo, dimensiones, cota solera, niveles máximo y mínimo, evolución temporal de nivel, concentración de contaminantes, etc.
- **Puntos de consumo:** cota de solera del punto, tipo de consumo, conectividad a la red, sector de consumo al que pertenece, niveles de fugas en la zona de influencia del

punto, abonados que se abastecen desde el punto, tipo de suministro (alimentación a través de aljibe, directamente de la red, o con grupo hidropresor).

Las cotas de los puntos, una vez localizados éstos en planos de detalle, se extraen de planos cartográficos (cartografía municipal, servicio cartográfico del ejército, Instituto Geográfico Nacional, o incluso cartografía del Ministerio de Hacienda). En caso de necesidad se procederá a un levantamiento topográfico de los puntos (en la fase de mediciones se verá como será conveniente hacerlo en aquellos puntos en los que se efectuará la medida de presiones).

- **Puntos de inyección.** Se consideran puntos de inyección aquellos en los que se introduce agua en la red, y que no son ni depósitos ni estaciones de bombeo. Generalmente, son puntos que sustituyen a una estación de bombeo, bien porque el modelo no se ha extendido hasta ella, o porque no se vaya a modelar como tal. En cualquier caso se necesita conocer su cota, históricos del caudal inyectado, modulación diaria y estacional del caudal inyectado, y concentración de reactivos.
- **Abonados.** No perteneciendo la información del abonado a lo que se podría considerar información hidráulica de la red, será fundamental conocer algunos datos referentes a ellos para ser utilizada en la asignación de demandas a los puntos de consumo. De los abonados será necesario conocer: su domicilio, consumo facturado, tipo de consumidor, modulación diaria y estacional de consumo (si está disponible la información), y calibre, marca, edad y estado del contador divisionario.

Una vez recopilada la información, el siguiente paso es organizarla de tal manera que se pueda introducir en el programa de análisis. El proceso de síntesis depende del programa. Cada programa de simulación requiere de unos datos en función de su capacidad.

La posibilidad de ampliación y actualización del modelo debe ser tenida en cuenta. En posteriores ampliaciones o actualizaciones se puede cambiar el programa de simulación o, durante la vida del modelo, se puede acoplar a un Sistema de Información. Por ello, no se deberá perder nunca el origen de los datos.

Para organizar y manejar la información, es conveniente, crear diferentes bases de datos. De éstas se extraerán luego aquellos datos que cada programa de simulación requiera.

Atendiendo a la forma en que se ha recopilado la información se pueden crear las siguientes bases de datos:

- de cada tipo de elemento
- con la topología de la red (GIS)
- de históricos con los datos de producción
- de históricos del modo de operación de los elementos de regulación en la red
- de históricos de medidas en la red
- de históricos de consumos (facturaciones)

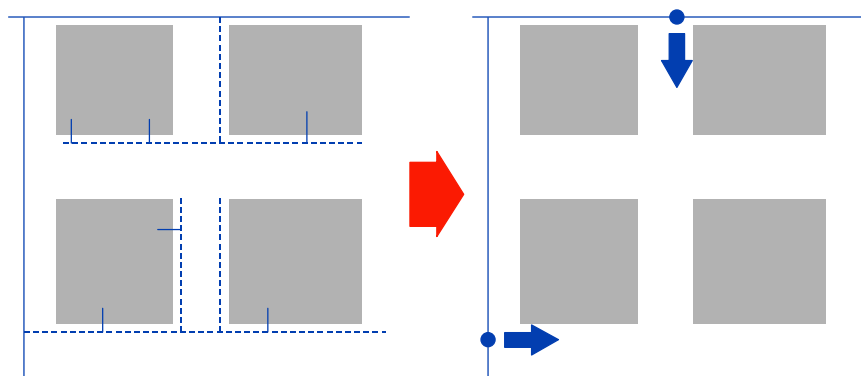
La programación de diferentes aplicaciones sobre cada base de datos va a permitir automatizar, en cierta manera, el proceso de elaboración del modelo matemático.

#### 4.2. Esqueletización de la red.

Trabajar con un modelo que recoja absolutamente todos los elementos del sistema de distribución, tal cual se encuentran físicamente, puede resultar un problema difícil de abordar.

Será preciso depurar los datos que se han recopilado de manera que se convierta en información útil para ser introducida en el modelo.

La esqueletización de la red consiste, de alguna forma, en este tratamiento de la información, y se puede resumir en una simplificación del entramado de tuberías, y una caracterización de los restantes elementos de la red en la forma en la que el programa de simulación los pueda entender.



**Figura 12.2. Ejemplo de simplificación de tuberías.**

En este proceso de esqueletización juega un papel importante el programa de simulación que se va a utilizar. Cada programa admite una serie de elementos modelables. Por ejemplo, si el simulador sólo admite depósitos de nivel variable con sección circular, para modelar un depósito con cualquier otro tipo de sección deberá obtenerse la sección circular equivalente. Por contra, si el programa de simulación admite depósitos de diferente geometría, no será necesario este paso. A la obtención de la sección circular equivalente es a lo que se está llamando esquematización de los elementos, en este caso un depósito.

---

*Ejemplo 12.1. Obtención de la sección equivalente de un depósito circular.*

Se dispone de un depósito de 50.000 m<sup>3</sup> con sección rectangular y dimensiones 80x125x5, y se quiere obtener su sección circular equivalente.

La sección del depósito rectangular son 10.000 m<sup>2</sup>. Para disponer de esta superficie si la sección fuera circular se necesitaría un diámetro de:

$$10.000 \text{ m}^2 = \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow D = 112,83 \text{ m}$$


---

**Al final, el modelo estará formado por un conjunto de líneas y nudos.**

Las líneas se corresponden con la simplificación del entramado de tuberías, y con las bombas y válvulas incluidas en el modelo. Mientras, los nudos son los depósitos, los puntos de consumo o inyección del modelo, y las conexiones de dos o más líneas modeladas.

La simplificación del entramado de tuberías guarda una estrecha relación con el grado de detalle que se desea para el modelo y con la bondad de los resultados que de él se esperan.

Hoy en día es relativamente sencillo obtener el entramado completo de las tuberías que forman una red de distribución, incluidos los pequeños ramales de acometida. La mayor parte de los grandes abastecimientos dispone de su información informatizada y con las potentes



herramientas de los Sistemas de Información Geográfica, es posible facilitar toda esa información al programa de análisis y simulación.

Ahora bien, la información que se exporta corresponde a la topología de las conducciones. Hay sin embargo, mucha más información necesaria para que el modelo funcione. Esa información corresponde básicamente a los consumos en los nudos, tal y como se comenta más adelante.

Cuanto mayor es el grado de detalle, menos usuarios se abastecen desde el nudo terminal del modelo y, por tanto, el grado de incertidumbre que se comete es mayor.

Póngase el caso extremo que cada nudo fuese un abonado. Si el hábito de consumo del abonado se ve modificado, por ejemplo, por un viaje imprevisto, y no se considera en el modelo (como es obvio), el resultado que se va a obtener con la simulación dista mucho de ser el real.

Hay que considerar este hecho a la hora de realizar el moldeo. Existen varias alternativas para dicha consideración.

La primera de ellas es tomar todas las conducciones con el máximo grado de detalle. Proceder a la asignación de consumo, como se indica más adelante, pero sólo tomar como resultados válidos los de aquellos nudos en los que se acumulen un número de usuarios lo suficientemente importante como para descartar los efectos de la incertidumbre en el consumo.

La otra alternativa es simplificar de antemano la red y establecer una metodología para la asignación de consumos teniendo en cuenta esta simplificación. Este caso se verá en el siguiente capítulo del libro.

En el caso que se opte por la simplificación existen unas reglas a seguir:

- La simplificación del entramado de tuberías se realiza eliminando aquellas más pequeñas, y sustituyendo las ramificaciones de la red por nudos de consumo.
- El diámetro a partir del cual se van a eliminar las tuberías depende del tipo de modelo y del tamaño de la red.
- En modelos estratégicos y de planificación solo se consideran las tuberías principales con mayor capacidad de transporte. En modelos de calidad será necesario contemplar las tuberías de distribución de pequeño diámetro, pues es donde el agua sufre mayor deterioro en su calidad.
- En redes pequeñas las tuberías de  $\varnothing 80$  y  $\varnothing 100$  pueden tener capacidad de transporte importante, mientras que en una red grande estos diámetros no se contemplan en el modelo pues tienen poca capacidad de transporte (sirven sólo de distribución) frente a otras tuberías de mayor diámetro ( $\varnothing 400$ ,  $\varnothing 600$ , etc.) que puedan existir.
- Dentro de una misma red puede haber zonas de consumo en las que las tuberías de pequeño diámetro tengan una capacidad de transporte importante. Así sucede, por ejemplo, en las zonas más antiguas de la ciudad. Hay que tenerlo en cuenta para no eliminar siempre las tuberías de pequeño diámetro.
- Hay casos en los que, para mantener la conectividad de algunas de mayor diámetro, es preciso incluir alguna tubería más pequeña. También hay que tener en cuenta que una tubería, que en condiciones normales de operación de red no tiene capacidad importante de transporte, puede llegar a tenerla si, por rotura o fallo, fuera necesario cerrar alguna tubería importante. Teniendo en cuenta que en muchos casos el modelo

se utiliza para observar el comportamiento de la red ante estas situaciones, es importante incluir estas tuberías.

- En cualquier caso, siempre es mejor añadir una tubería de más que no eliminar una que luego pueda tener importancia en el modelo.

Además de estas consideraciones, otras posibles simplificaciones que se pueden realizar son:

- Eliminación de ramificaciones y acometidas. Se acumula la demanda conocida, que se satisface desde la ramificación, en un nudo de consumo que sustituye al que serviría de conexión de la ramificación con la red principal.
- Se unifican nudos próximos en los que, debido a la corta longitud de las líneas que los unen, se observará un mismo valor de presión.
- Asociando tuberías en serie o en paralelo, representando en este caso una única línea a un conjunto de tuberías.

Resulta muy útil para la actualización y mantenimiento del modelo, tener constancia de las simplificaciones realizadas. Así se creará una nueva base de datos de simplificaciones. Tampoco hay que eliminar de las bases de datos existentes aquellos elementos que no vayan a formar parte directa del modelo pues podrían hacerlo en una posterior ampliación.

La esquematización de las estaciones de bombeo implica reproducir el comportamiento de la misma sin tener que llegar a incluir detalladamente todos los elementos que la componen.

Hidráulicamente las estaciones de bombeo se pueden modelar, para un modelo estático, como puntos de inyección de caudal cuyo valor corresponda con el que proporciona la bomba.

En el caso de que el modelo sea dinámico, tal simplificación es más difícil de realizar pues a priori no se conoce el caudal que va proporcionar la bomba ante diferentes situaciones de consumo.

Si el bombeo se realiza contra depósito de regulación se puede modelar la Estación de bombeo (E.B.) como dicho depósito (tal y como puede apreciarse en la figura 12.3). La altura piezométrica en el nudo de impulsión corresponde con la del depósito. La bomba va a trabajar en el punto que le imponga éste y la presión en la red va a estar también impuesta por él, por lo que se puede eliminar la E.B.

Si el depósito es de compensación, la presión en la red depende del caudal que sube/baja de éste. En este caso es importante incluir la E.B. Lo mismo sucede cuando el bombeo es en directo hacia la red, en cuyo caso no se puede eliminar la estación de bombeo.

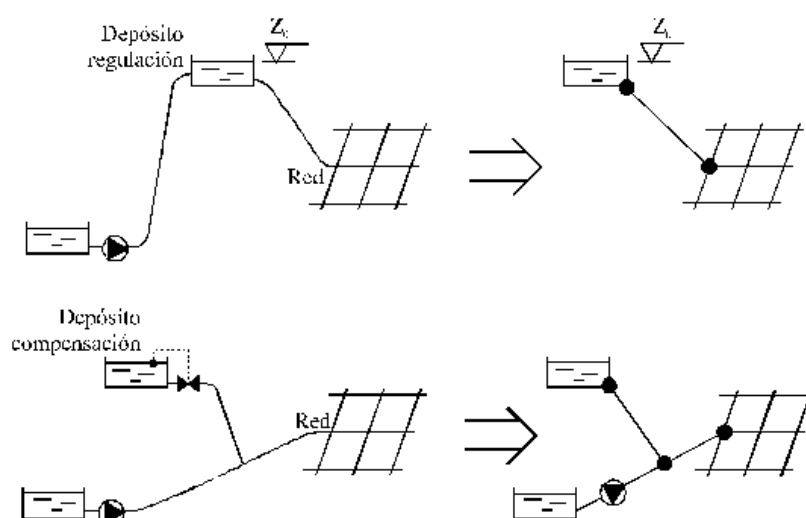


Figura 12.2. Caracterización del bombeo contra depósito

El último paso en esta fase de esqueletización consiste en numerar los nudos y las líneas que han resultado de las simplificaciones. Aunque hoy en día la mayoría de programas de análisis y simulación admiten una nomenclatura alfanumérica, es conveniente seguir algún criterio que permita identificar de una manera lógica la localización de los elementos en el modelo.

Como es posible una numeración no secuencial de los elementos, se utilizará esta facilidad para numerar los elementos por sectores del modelo.

---

*Ejemplo 12. 2. Numeración de elementos en el modelo.*

Para una red de tamaño medio se pueden identificar los elementos con un identificador de 5 caracteres, que corresponden, comenzando por la izquierda, a: el primero es una letra que caracterice el tipo de elemento (nudo de consumo, nudo de conexión, depósito, tubería simple, asociación de tuberías, válvula, bomba, etc.), los dos siguientes son números que identifican el sector del modelo en el que se encuentra, y los dos últimos son el número de orden del elementos en el sector (en el caso de que el sector de consumo fuera grande, con más de 99 nudos elementos, se añadiría un dígito más con lo que el identificador del elemento constaría de 6 dígitos),

Así el elemento N0844, corresponde al nudo de consumo (N) 44 del sector 8 del modelo.

---

#### 4.3. Estudio de consumos y asignación de cargas.

La red de distribución está pensada para satisfacer la demanda de agua en los puntos de consumo de la misma. Cargar el modelo significa asignar la demanda, que se supone en la red, en los nudos del modelo. Se llama estado de carga de la red a la situación de consumo que se produce en la red en un instante determinado.

Cargando el modelo se puede analizar cómo se distribuyen los caudales por las diferentes líneas del modelo para satisfacer la demanda.

Para el estudio del estado de cargas del modelo hay que distinguir entre la simulación estática, la simulación dinámica y la simulación por escenarios.

En la simulación estática se analiza la red para un único estado de cargas. Dicho estado de cargas debe ser lo suficientemente significativo para el uso que se hace del modelo, generalmente de planificación de la red. Se analizan: la situación punta de consumo, donde las presiones en la red (y por ende en el modelo) son las más bajas, detectándose así posibles deficiencias en el servicio de abastecimiento; y la situación valle de consumo (consumo nocturno) cuando las presiones son mayores y se pueden producir roturas en las tuberías.

En la simulación dinámica, en cambio, se analizan una sucesión de diferentes estados de carga a lo largo del día, semana o mes. Hay que considerar una modulación horaria del consumo. En la modulación de consumos influyen factores como el tipo de consumidor, la proporción de consumidores de cada tipo en un nudo del modelo, la variación de la modulación para cada día de la semana y otros. Es por ello que la asignación de cargas al modelo será más difícil.

En la simulación por escenarios, se reproducen diferentes estados de carga, pero no necesariamente tienen que corresponderse con una sucesión temporal de los mismos. Existe igualmente una modulación de cargas pero no se tienen en cuenta otros aspectos puramente hidráulicos como puede ser la variación temporal de los niveles de los depósitos.

En la asignación de consumos también se distinguen entre aquellos que son contabilizados y los no contabilizados. Se considera consumos contabilizados aquellos consumos controlados tanto en valor como en ubicación. Fundamentalmente, son los consumo que se facturan al abonado del servicio de distribución. Se consideran consumos no contabilizados los que quedan fuera de control.

#### *Consumo contabilizado.*

Como se ha dicho, los consumos contabilizados se basan en las facturaciones de los abonados al servicio.

No obstante, para que un consumo facturado se pueda considerar como un consumo contabilizado, la facturación debe realizarse con respecto a dos valores leídos consecutivos, y no a estimaciones, en cuyo caso pasaría a considerarse como consumo no contabilizado.

Con la lectura del volumen consumido en el período de facturación se obtiene un consumo medio para dicho período. Este consumo medio es corregido mediante una serie de coeficientes para adaptarlos al estado de carga que se simula (punta, valle o una modulación temporal del mismo).

Este proceso de asignación de consumos será objeto del capítulo 4 de este libro por lo que no se va a entrar en un mayor nivel de detalle.

#### *Consumo no contabilizado.*

Se entiende por consumo no contabilizado aquel que no está controlado, es decir: los errores de medida o la estimación de la lectura en contadores, las fugas en la red, los errores en los caudalímetros en los puntos de producción e inyección, las acometidas ilegales, consumos municipales no localizados, etc.

Los errores de medida de contador son generalmente por defecto (subcontaje) si bien en algunos casos puede producirse sobrecontaje (contadores de chorro múltiple). Los errores de contaje dependerán de diversos factores, tales como la edad del contador, el tipo de agua, el calibre, el tipo de contador y la marca del mismo, el régimen de consumo, el volumen de agua que haya trasegado a lo largo de su vida, etc. Asignar de manera aproximada este error implica haber realizado previamente un estudio exhaustivo del parque de contadores. Los valores del error global del parque de contadores pueden

fluctuar mucho de un abastecimiento a otro, encontrándose casos de hasta el 10 o 15 % del valor registrado.

Una fuga en la red se puede considerar como una válvula semiabierta hacia el exterior (presión atmosférica). El caudal ( $Q_{fuga}$ ) que deja pasar la válvula depende de la presión ( $p$ ) en el interior de la tubería y de la característica hidráulica de la fuga, es decir, del coeficiente de descarga ( $C$ ) y de la sección ( $A$ ).

$$Q_{fuga} = CA\sqrt{p} \quad (12.1)$$

En el caso de tuberías de material rígido, la sección de fuga se mantiene constante con la presión, y también el coeficiente de descarga, por lo que el caudal es proporcional a la presión elevada al exponente 0.5. En cambio, en el caso de juntas o materiales plásticos, el aumento de presión da lugar a un incremento de la sección de fuga y a una variación del coeficiente  $C$ , por lo que el caudal será proporcional a una cierta potencia de la presión, valor que puede llegar en algunos casos a 2.

En general, la expresión que permitiría definir la fuga hidráulicamente sería:

$$Q_{fuga} = Kp^b \quad (12.2)$$

siendo el coeficiente  $K$  y el exponente  $b$  valores diferentes para cada fuga, o para cada nudo en el que se esté considerando una fuga. Los valores de estos parámetros, diferentes en cada nudo del sistema, no serán conocidos a priori, por lo que deberán formar parte del proceso de calibración y ajuste del modelo.

Es posible, a partir del conocimiento del caudal mínimo nocturno, tener una estimación del nivel global de fugas, si bien hay que tener en cuenta que por la noche es cuando las presiones en la red suelen ser mayores, y por lo tanto el volumen fugas. No obstante, el conocimiento del caudal nocturno no permite saber cuál es la distribución espacial de las fugas en la red.

En el siguiente capítulo se estudiarán en mayor profundidad las técnicas de asignación de cargas al modelo. No obstante, a falta de datos más fiables, se puede realizar una primera estimación del consumo no contabilizado repartiéndolo entre los nudos del sistema.

La manera más simple consiste en repartir el consumo no contabilizado de manera proporcional al registrado. Ello implica corregir la demanda media registrada en el nudo con un coeficiente, cociente entre el caudal de agua inyectado a la red en el instante de la simulación y la demanda media registrada del modelo. En el proceso de calibración puede corregirse la demanda asignada a cada nudo, manteniendo un caudal mínimo en el mismo, correspondiente al consumo registrado mínimo, que en cada instante será igual al coeficiente de modulación correspondiente multiplicado por la demanda media registrada.

En sistemas en los que las presiones no fluctúen de manera importante, puede considerarse que el caudal de fugas global de la red se mantiene constante. Solo es necesario determinar su distribución espacial. Una vez estimado el caudal global de fugas (a través del caudal mínimo nocturno o del rendimiento de la red), éste se reparte entre los diferentes nudos del sistema de manera proporcional a, por ejemplo, la semisuma de longitudes de tubería que confluyen en el nudo o el número de acometidas asociadas a dicho nudo. Pueden tenerse en cuenta otros criterios, como la edad de las conducciones, el material, etc. En cualquier caso, esta distribución espacial puede modificarse a lo largo del proceso de ajuste.

#### 4.4. Mediciones en la red.

Llegados a este punto, se dispone de un modelo de la red sin validar. Las fases siguientes de medición y calibración del modelo van muy ligadas, y están destinadas a conseguir que el modelo obtenido reproduzca con fidelidad el comportamiento del sistema de distribución que representa.

Hay que tener en cuenta que los valores de los parámetros que se han asignado al modelo son los de diseño (rugosidades, diámetros, pérdidas localizadas, curvas características de las bombas y válvulas, etc.) o han sido obtenidos por simplificación, lo cual le añade incertidumbre (demandas en los nudos, etc.).

Hay pues que contrastar estos valores para comprobar que efectivamente son los correctos y, de no ser así, hay que corregirlos para que, en la medida de lo posible, produzcan el mismo efecto que los parámetros reales de la red.

Algunos parámetros pueden ser contrastados por medida directa de los mismos en la red. Tal es el caso de las curvas características de las bombas y de las válvulas. En cambio, la mayoría de ellos, tal y como se ha comentado en fases anteriores, son difíciles de medir con exactitud. En este caso se encuentran la rugosidad de las tuberías, las pérdidas localizadas, las demandas en los nudos. Hay que valerse, por tanto, de una serie de medidas indirectas para poder ajustarlos.

¿Qué magnitudes se van a medir en la red? El modelo simula el comportamiento de la red. Como resultado de la simulación se obtiene la presión en los nudos de consumo y los caudales circulantes por las líneas. En el caso de modelos dinámicos (simulación en periodo extendido) la evolución temporal de los niveles de agua en los depósitos también se deberá tener en cuenta. El modelo será válido si los valores obtenidos de la simulación (presión, caudal y, en su caso, niveles) son suficientemente cercanos a los medidos. Así pues, son dichas presiones en los nudos y los caudales de línea (más la variación de nivel en su caso) las magnitudes que se deben medir en la red. Durante la calibración se modificarán los valores de la rugosidad, pérdidas localizadas, demandas en los nudos, etc., con el fin de que los valores obtenidos de la simulación se aproximen suficientemente a los medidos.

Para poder comparar los resultados del modelo con la realidad se deben simular las mismas condiciones en uno y otro caso. Ello conduce a tener que medir otra serie de parámetros que permitan reproducir en la simulación, para cada instante, las condiciones reales. Estos parámetros son las condiciones de contorno del modelo, y hacen referencia a la forma de operar de los elementos de regulación (funcionamiento de las estaciones de bombeo, presiones de tarado en válvulas, etc.), el nivel de agua en los depósitos en el caso de una simulación no dinámica, la suma de caudales inyectados a la red, etc.

Ahora bien ¿cuántos puntos de medida se deben tener en cuenta para ajustar el modelo con el funcionamiento real y contrastarlo?. Midiendo la presión en todos los nudos y el caudal en todas las líneas del modelo y siguiendo un método determinista (igualando ecuaciones a incógnitas) se podrían ajustar los resultados de la simulación a los valores reales. Ello es, lógicamente, inviable. Por ello, se debe encontrar un compromiso entre el número de medidas a realizar en la red y el grado de ajuste deseado.

Algunos autores recomiendan, como norma general, realizar medidas de presión en un 15 a 20% de los nudos del modelo (Allen, 1987), o del sector de la red en el que se van a realizar las medidas. Este mismo autor propone la siguiente tabla:

**Tabla 12.1. Número de puntos de medida (Allen, 1987).**

<b>Tipo de red</b>	<b>Nº puntos medida</b>	
	<b>Presión</b>	<b>Caudal</b>
Población de menos de 30.000 hab.	30-30	2-6
Poblaciones de unos 300.000 hab. Con varias zonas de presión.	30-50	5-15
Ciudades con población aproximada de 1.000.000 hab.	60-100	10-20

En función del nivel de detalle del modelo, el Engineering Computer Applications Committee, en 1999 propone:

**Tabla 12.2. Puntos de medida de presión en función del nivel de detalle.**

<b>Nivel de detalle</b>	<b>Medidas presión</b>
Bajo	10% de nudos
Medio	5% de nudos
Alto	2 % de nudos

Por otro lado, resulta interesante disponer de mediciones que no serán usadas en el proceso de calibración, para comprobar la bondad del ajuste.

Deberán utilizarse mediciones extraídas de los datos del telemando, caso de que exista, y complementar las mismas con mediciones realizadas en otros puntos del sistema. Es importante establecer la localización de los puntos de medida, así como de la forma de realizar éstas, buscando siempre la máxima facilidad de calibración con el mínimo de puntos de medida.

Existen técnicas de optimización en la localización de un número limitado de estos puntos fijos de medida (Lee y Deninger, 1992), (Bush y Uber., 1998), que buscan maximizar la confianza en los valores estimados de los parámetros, fijado un nivel de toma de medidas.

Como cuestiones prácticas a tener en cuenta en lo referente a medidas de presión, cabe apuntar:

- Localizar siempre un punto de medida de presión (aguas arriba o aguas abajo) en todos los elementos de regulación del sistema.
- Realizar tandas de mediciones por sectores. Un sector de la red es aquel en el que se controlan los caudales y presiones en las entradas y salidas. Midiendo por

sectores, se reduce el número de puntos de medida, al reducir el tamaño de la red a controlar. El posterior calibrado de la red se realizará también por sectores.

- Es difícil que la ubicación de los medidores de presión coincida exactamente con un nudo del modelo. Se buscará instalarlo en un punto próximo al nudo, donde exista constancia que la presión no es diferente de la de éste. Lo más fácil es instalarlo en un ramal de derivación del nudo sin circulación de caudal. No se pueden utilizar los ramales de acometida a las viviendas porque la circulación de caudal a través de ellos distorsiona la medida de presión. Es habitual instalar el manómetro o el transductor de presión en una toma con purga en derivaciones para riego o para incendios que no se vayan a utilizar durante el tiempo en que se efectúen las medidas.
- Los nudos de medida deben ser tomados sobre tuberías de suficiente calibre, de manera que durante un estado de funcionamiento de la red la presión no fluctúe excesivamente. Lo ideal es ubicarlos en conducciones en las que el caudal circulante se mantenga más o menos constante para el estado de la red considerado. Si se realiza una simulación dinámica a intervalos de una hora, los puntos de medida se deberán instalar en nudos en los que durante ese intervalo de tiempo no se prevea variaciones significativas de la presión, es decir, no se instalarán en conductos de distribución.
- La altura piezométrica es la suma de la presión y la cota de un punto, y corresponde con la energía que dispone el fluido en ese punto (despreciando la energía cinética). El flujo en la red va de mayor a menor altura piezométrica, y el análisis de la red se va a efectuar, también, teniendo en cuenta los valores de la altura piezométrica. La determinación de la presión en un punto se realiza a posteriori, por sustracción de la cota del nudo al valor de su piezométrica. Un error por tanto en la determinación de la cota de un punto de medida supone, directamente, un error en la presión del nudo. La cota de los puntos de medida debe ser obtenida con gran exactitud, siendo recomendable que se realice un levantamiento topográfico de dichos puntos.

No es fácil efectuar medidas móviles de caudal en la red. La instalación de caudalímetros ultrasónicos, electromagnéticos y volumétricos implica aislar el tramo de tubería en que van montados. Ello supone realizar costosas catas o excavaciones, y dejar sin servicio zonas de la red. Incluso la instalación de sondas de inserción, en las que no hay que aislar el tramo de tubería, implica la realización de catas. Por ello, en muchas ocasiones no se dispondrá de medidas de caudal específicas para la calibración del modelo y solo se podrá contar con las medidas de caudal existentes en el telemando.

Como mínimo es necesario conocer el caudal que se inyecta desde cada uno de los puntos de producción (pozos y plantas de tratamiento) y el balance de caudal en los sectores de la red.

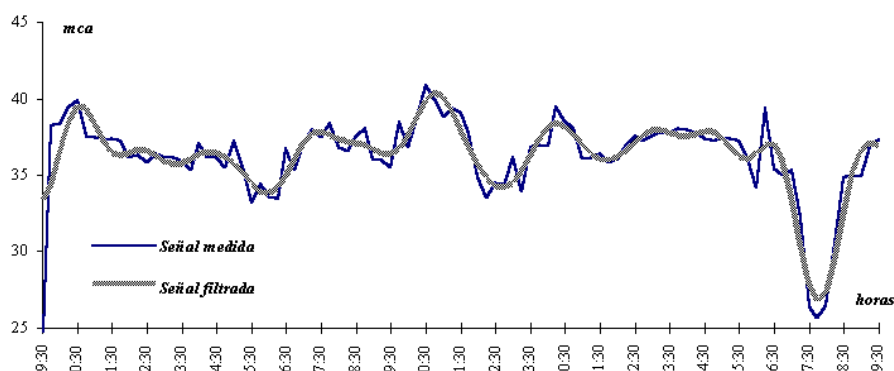
Cuando la red está muy mallada o no se controlan los sectores de la red (generalmente porque no se conoce el balance de caudales en el sector) el número de puntos de medida de presión aumenta. En el caso más extremo en el que sólo se conocen los caudales de inyección al sistema en su conjunto, toda la red es un sector. El número de puntos de medida es entonces bastante elevado.



En modelos estáticos se puede utilizar una técnica, experimentado por los autores con bastante éxito, que reduce el número de aparatos de medida necesarios. Para ello se instalan algunos equipos de adquisición de datos portátiles dotados del correspondiente transductor de presión y/o caudal (dataloggers). Se completan las medidas en la red realizando un recorrido por otros puntos, tomando medidas manuales. Las medidas manuales en los diferentes puntos van a tener una cadencia entre sí, por lo que conviene elegir un período en el que las condiciones en la red no varíen sustancialmente, por ejemplo en período valle de consumo o en el período punta (en esta situación, los elementos de regulación alcanzan su máximo grado de apertura durante el día, y permanecen en esta posición mientras dura la situación punta de consumo). Posteriormente, se interpolan las medidas manuales a un único instante de tiempo con ayuda de los registros de los dataloggers, que apuntan tendencias en la variación de la medida en el tiempo. Para realizar las medidas manuales se necesita de varios equipos de operarios que sigan recorridos diferentes, de tal manera que se cubra en el menor espacio de tiempo toda la red (sobretudo si se efectúan las medidas en período punta, cuya duración es menor que el valle).

Como alternativa a esta forma de proceder para modelos estáticos, y como única vía para el caso de un modelo dinámico, se pueden efectuar las medidas manuales realizando una batida por todos los puntos de medida. El despliegue humano y material es mucho mayor, pero se pueden obtener una sucesión de medidas temporales.

Sin embargo, es recomendable efectuar las medidas en un modelo dinámico con registradores digitales (dataloggers) y no añadir incertidumbre con una lectura manual, que en cualquier caso no deja de ser un valor instantáneo.



**Figura 12.3. Evolución de presión medida con Datalogger y señal posteriormente filtrada.**

La medida de presión registrada por el datalogger, tal y como puede observarse en la Figura 12.4, contiene mucho ruido, debido a numerosas causas (efectos transitorios, disminución de presiones por arranque de grupos hidropresores, etc.). Para poder trabajar con esta señal es necesario filtrarla. El filtro que se aplica consiste en eliminar del espectro de la señal las frecuencias menos significativas y recomponerla con aquellas que realmente tienen importancia (dependiendo del rango de presiones se consideran significativos los 20-25 primeros armónicos).

Ni que decir tiene que cualquier aparato de medida que vaya a ser utilizado debe estar correctamente calibrado, incluso los transductores de los dataloggers.

La fase de mediciones se completa con la caracterización de las válvulas y las curvas de las bombas.

Caracterizar las válvulas es obtener su característica resistente en función del grado de apertura. Para caracterizar la válvula se medirán, en sucesivas posiciones, la pérdida de carga que introduce y el caudal que circula a través de ella. Operando con estos datos se obtendrá el coeficiente de caudal de la válvula para cada posición.

En el caso de las bombas, se debe medir la altura que proporciona en función del caudal a fin de determinar la curva característica altura-caudal real. Puede resultar útil conocer el rendimiento de la bomba. Para ello se medirá la potencia que consume el conjunto bomba-motor en función del caudal que trasiega.

## 5. AJUSTE Y CALIBRACIÓN DEL MODELO.

Como ya hemos comentado, calibrar el modelo es ajustar los resultados de la simulación (presión en nudos de consumo y caudal en líneas) a los valores reales medidos en la red.

Previo al proceso de ajuste debemos obtener una simulación fiable del estado de la red en el/los instante/s de las medidas. Basta simplemente con rodar el modelo con el programa de simulación y comprobar que la conectividad de los elementos es la correcta y que los resultados son lógicos en un modelo sin ajustar. Si durante la simulación encontramos algún resultado especialmente anormal, localizaremos y corregiremos su causa antes de comenzar a ajustar parámetros.

Para la calibración ajustaremos los parámetros que introduzcan mayor incertidumbre al modelo: rugosidad de las tuberías, pérdidas menores debidas a depósitos en las paredes de las tuberías, y demanda en los nudos.

Distinguimos en el proceso de calibración lo que podríamos considerar técnicas basadas en la experiencia del proyectista, de los métodos matemáticos, que utilizan técnicas de optimización para reducir el error entre los valores medidos y los resultados de la simulación. Vamos a centrarnos, en esta primera parte del apartado, en las técnicas experimentales y comentaremos más tarde las técnicas de optimización.

Si analizamos la expresión de la pérdida de carga localizada, por ejemplo la ecuación de Darcy-Weisbach

$$h_f = \frac{8 f l}{\pi^2 g D^5} Q^2$$

encontramos que la pérdida de carga en las líneas es más sensible al caudal que circula por ellas que a su rugosidad, siempre y cuando admitamos que el diámetro de la tubería no varía.

Es por ello que, para el proceso de calibración, es mejor el ajuste en base a medidas de caudal que de presión. El problema, como se ha comentado en la fase anterior, es que disponemos de pocas medidas de caudal en la red. En cualquier caso, en una primera aproximación al proceso de calibración buscaremos siempre ajustar los caudales en los puntos donde los conozcamos. Ello nos asegura que posteriores ajustes sean fiables.

Vamos a considerar por separado la calibración de los modelos estático y dinámico.

En el modelo estático se ajustan los parámetros que no van a depender del tiempo: rugosidad y pérdida menor de línea y distribución de demandas (% de la demanda total) en los nudos del modelo.

Para la calibración dinámica partimos de un modelo estático calibrado, dando por válidos las rugosidades y pérdidas menores en las líneas, y ajustaremos la modulación temporal de demandas en los nudos.

#### *Calibración modelo estático*

Vamos a describir el proceso a seguir para la calibración de un modelo estático.

El proceso que vamos a describir puede ser realizado considerando toda la red, o bien por sectores de la misma.

Como primer paso vamos a elegir un instante de calibración. Para que las medidas sean fiables, y de acuerdo con la técnica utilizada para realizarlas, elegiremos un instante en el período valle o en el período punta.

Afectamos a las demandas en los nudos de un coeficiente, cociente entre el agua que se inyecta a la red en dicho instante y la demanda total en los nudos, para simular el estado de cargas en la red en el instante de calibración.

Situamos los elementos de regulación en la posición que hemos medido en dicho instante. De la caracterización de cada elemento de regulación asignamos el valor de su característica resistente para dicha posición.

Realizamos la simulación y obtenemos los resultados de la misma.

A partir de ahora procedemos al ajuste de diferentes parámetros para cuadrar los resultados en los puntos de medida con los valores medidos.

Ajustamos la distribución de demandas para que los caudales de línea se distribuyan en la red con arreglo a los valores medidos. En este sentido hay que tener en cuenta que el balance de caudales en la red, o por sectores, se ha de cumplir. Si aumentamos el consumo en un nudo, o zona, de la red debemos disminuirlo, en la misma proporción, en otro nudo, o zona, de consumo de la red.

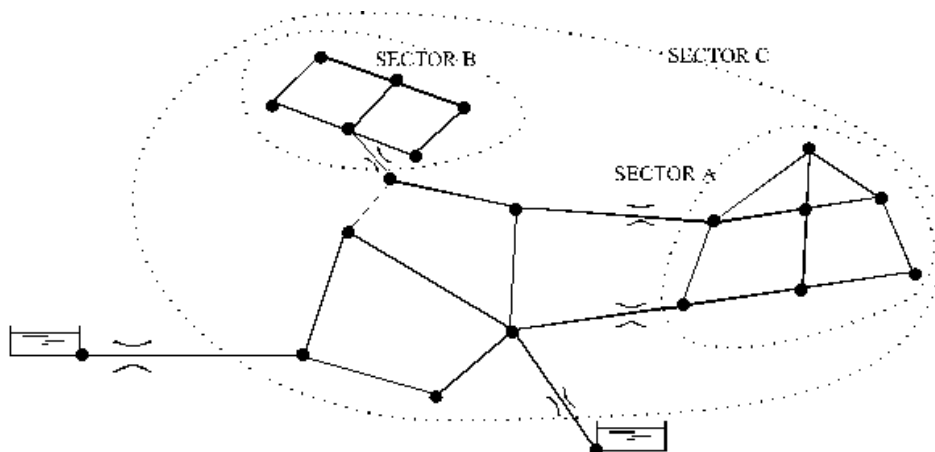
Una vez ajustadas las demandas se ajustan las rugosidades de las líneas para que coincidan las presiones medidas.

Intentar ajustar línea a línea resulta engañoso pues no tenemos suficientes puntos de medida para ello. Procederemos a modificar la rugosidad por zonas o por mallas de la red. Es de esperar que si una línea ha visto alterada su rugosidad por sus condiciones de servicio, las líneas adyacentes lo hagan de la misma forma.

Habrán casos en que el ajuste de rugosidad no sea suficiente. Valores de la rugosidad superiores a 2 mm. no se corresponden con lo que se puede entender por rugosidad superficial de la tubería. En este caso existe una auténtica pérdida menor en la tubería debida a otras causas, habitualmente depósitos calcáreos. Este hecho se puede constatar si, además, las velocidades que resultan de la simulación son inferiores, en estas líneas, a 0.5 m/s.

La experiencia nos indica que esto sucede así en los centros históricos de las ciudades. Allí las tuberías son de distribución, con poca capacidad de transporte, y su edad es mayor si no se han acometido planes de rehabilitación.

Cuando el calibrado se realice por sectores, comenzaremos por aquellos que se encuentran AB en la red, e iremos ascendiendo en sentido AA añadiendo los sectores ya calibrados al sistema.



*Figura 12.5 Secuencia de calibración por sectores*

Por ejemplo, en la figura 12.5 comenzaríamos calibrando los sectores A y B. Una vez están calibrados éstos, pasaríamos a ajustar el sector C, procurando no modificar parámetros de los sectores A y B que ya están ajustados.

Cuadrar los resultados de la simulación con los valores medidos en único estado descarga no asegura el ajuste.

Se repetirá el proceso de calibración para diferentes días, por ejemplo, la misma situación punta para un día laborable y otro festivo, y para diferentes épocas del año.

Hay que pensar que la distribución de demandas en la red puede variar mucho de los meses estivales a los invernales. En verano las urbanizaciones se llenan de gente y la ciudad se vacía. Incluso dentro de la misma ciudad puede variar de unas zonas con un nivel de vida más alto a otras con niveles más bajos.

También hay que pensar que la constante ampliación y rehabilitación de tuberías modifica los parámetros que hemos ajustado.

La calibración del modelo es un proceso continuo que debe realizarse a menudo si no queremos que el modelo se quede obsoleto. La cadencia en el calibrado la indicará el grado de actuación en la red. En todo servicio de abastecimiento que disponga de un modelo debe existir un plan de mantenimiento del mismo.

#### *Calibración del modelo dinámico*

En el modelo dinámico juegan un papel importante aquellos parámetros que experimentan una variación temporal: características resistentes de las válvulas, curvas de las bombas, niveles en los depósitos, ... . Para una correcta simulación, hay que tener muy bien controlados y caracterizados estos parámetros en cada instante de simulación.

Para la calibración dinámica vamos a dar por válido el ajuste que hemos realizado del modelo estático. Así, los valores de las rugosidades de línea, las pérdidas menores, y la distribución de caudales se dan por correctos en el modelo dinámico. El ajuste se realizará sobre la modulación de las demandas en los nudos.

El proceso que se sigue es muy similar al descrito para la calibración del modelo estático.

Asignamos la modulación de demanda en los nudos y se realiza una simulación en la que hacemos variar la posición de los elementos de regulación, y arrancamos/paramos las bombas de acuerdo al modo de operación de red que hemos medido.

Posteriormente procedemos, instante a instante, al ajuste de la modulación de demanda en los nudos.

Como quiera que la calibración la realizamos sobre las demandas, adquiere gran importancia el ajuste de los caudales de línea. Para facilitar el trabajo procedemos a calibrar por sectores en los que tenemos controlado el balance de caudales..

En cualquier caso se tiene que cumplir dicho balance en el sector, y en toda la red. Ello supone que si aumentamos un coeficiente de modulación en un nudo, tenemos que disminuir otro dentro del sector.

Daremos por válido el ajuste cuando coincidan los caudales medidos con los simulados, salvo en el porcentaje de error del caudalímetro, y cuando las presiones, simuladas, en los nudos difieran menos de  $\pm 1,5$  mca. con respecto a las medidas.

Hay que notar que un modelo dinámico no es sino una sucesión de diferentes estados de carga de una simulación estática. Para la calibración del modelo estático podemos utilizar las mediciones del modelo dinámico. En lugar de tener que realizar diferentes mediciones de un mismo estado de carga en diferentes días, podemos calibrar los diferentes estados de carga de un único día, medidos para una calibración dinámica. Para ello basta que en lugar de ajustar la modulación de la demanda, procedamos a ajustar rugosidad,...

#### *Método matemático*

Para el ajuste se va a utilizar un procedimiento basado en técnicas de optimización restringida.

Los parámetros del modelo que habrá que modificar durante la fase de ajuste son:

- Rugosidades de las conducciones.
- Diámetro efectivos de las tuberías (en el caso que los valores de la rugosidad obtenidos se consideren excesivos (por encima de 5 mm aproximadamente).
- Caudal no controlado de cada nudo.

No obstante, este último parámetro se puede eliminar en el caso de que el rendimiento de la red sea elevado.

El ajuste se debe realizar para varios ER (estados de la red) diferentes, realizando el mismo de forma simultánea para todos los ER. Si se realiza para un solo ER la fiabilidad del mismo será menor.

Estos métodos basados en técnicas de optimización utilizan una función matemática, denominada función discrepancia, que tiene en cuenta los errores cuadráticos medios ponderados de las variables medidas. Se trata de métodos no deterministas que tratan de minimizar el valor de esta función, y por lo tanto, de disminuir la discrepancia.

Esta función puede ser definida como:

$$\text{DISCREPANCIA} = \frac{\sum_{i=1}^{MP} \left( \frac{PM_i - PC_i}{VLP_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^{Mq} \left( \frac{qM_i - qC_i}{VLq_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^{MQ} \left( \frac{QM_i - QC_i}{VLQ_i} \right)^2}{MP + Mq + MQ}$$

con:

MP = Número de medidas de presión.

MQ = Número de medidas de caudal de inyección a red.

Mq = Número de medidas de caudal circulante por las líneas.

PM<sub>i</sub> = Presión medida en el nudo i.

$PC_i$  = Presión calculada con el modelo en el nudo i.

$QM_i$  = Caudal de inyección medido en el punto i.

$QC_i$  = Caudal de inyección calculado para el punto i.

$qM_i$  = Caudal medido circulante por la línea i.

$q_i$  = Caudal circulante por la línea i, calculado con el modelo.

$VLP_i$  = Factor de ponderación de la medida de presión en el nudo i.

$VLQ_i$  = Factor de ponderación de la medida de caudal de inyección en i.

$VLq_i$  = Factor de ponderación de la medida de caudal circulante por la línea i.

Los factores de ponderación se aplican para homogeneizar las desviaciones (poder sumar errores de presión con errores de caudal) y poder dar más o menos peso a unas u otras medidas.

La discrepancia se puede definir para cada ER, o para el conjunto de ER, extendiendo los sumatorios a todas las medidas realizadas en todos los ER.

El ajuste se suele realizar en dos etapas: una primera denominada "preajuste o precalibrado", donde mediante técnicas de optimización se corrigen los parámetros agrupados por zonas, y una segunda denominada "ajuste fino" donde los parámetros pueden ser modificados de forma individual o por grupos. Entrar directamente en la segunda etapa sin haber realizado la primera puede llevarnos a modificaciones de los parámetros individuales que no tendrían sentido físico alguno, dado que se parte de una discrepancia inicial elevada en muchos casos.

Los parámetros de ajuste se agrupan para realizar el precalibrado de la siguiente manera:

- Rugosidades: Se divide la red en zonas y se adopta una rugosidad común para cada una de las zonas de la red. Las tuberías se agrupan atendiendo al material, valor del diámetro y años en servicio.

- Diámetros: Se divide la red al igual que se hace con las rugosidades. En este caso, se adopta para cada una de las zonas una reducción porcentual de diámetro común para todas las tuberías.

- Consumo: Se divide la red en zonas, agrupando nudos por proximidad geográfica. Se redistribuye el caudal no controlado total de la red entre las diferentes zonas de la red. dentro de cada zona, este se reparte de forma proporcional a los coeficientes  $\%_i(t)$ .

Así como las rugosidades y diámetros se modifican de igual manera para cualquier ER, los consumos pueden modificarse de forma diferente para cada ER, si cada situación analizada difiere mucho de las demás.

Utilizando técnicas de búsqueda secuencial del mínimo valor de la función se llega al final del proceso de precalibrado cuando la discrepancia no se ve apenas modificada al variar el valor de los parámetros.

En la fase de ajuste fino se puede utilizar la misma función, si bien las técnicas de optimización utilizadas son diferentes a las empleadas en el precalibrado.

Pueden utilizarse métodos deterministas (se impone la condición de que el error sea nulo) o no deterministas (se intenta disminuir el valor de la discrepancia).

Los métodos deterministas son mucho más rígidos, presentando una dificultad de aplicación mucho mayor. En muchas ocasiones dan lugar a resultados absurdos.

Los métodos no deterministas, basados en técnicas de análisis sensitivo (estudiar la variación de la discrepancia cuando se modifica el valor de un parámetro de ajuste), ofrecen mejores resultados.

En García-Serra (1988) se realiza un estudio comparativo de diversos métodos de ajuste.

Un modelo matemático de una red será tanto más válido cuando los valores de presión y caudal calculados se acerquen más a los valores observados. Una discrepancia entre ellos que ronde el 3 % (lo que en medida de presión supone un error de  $\pm 1$  mca) puede considerarse una buena aproximación. Algunos autores utilizan la pérdida de carga entre el punto de inyección y el punto donde se ha realizado la medida como indicador de la bondad del ajuste del modelo. Así, Walski (1985) señala que la pérdida de carga proporcionada por el modelo no debe diferir más de un 10 o 20 % de la medida en la red. Para Allen (1987) en el 85 % de los nudos el error no debe ser superior a un 5 % y en el 95 % de ellos no debe superar el 10 %.

Conviene señalar que un modelo de un sistema específico consiste, como hemos visto, no sólo en un programa o en unas ecuaciones, sino también en un conjunto de datos que describen el sistema. Generalmente, estos datos constituyen el eslabón más débil en el proceso de modelización. Los programas de ordenador pueden generar resultados con varios decimales de precisión, pero cuando los datos usados en la elaboración del modelo tienen una fiabilidad en el mejor de los casos de un  $\pm 10$  %, los resultados tendrán sólo tanta exactitud como la de los datos.

Por eso es preciso señalar que no es posible obtener un modelo perfecto, sino más bien aproximado. Además, en ocasiones no se exige excesiva precisión a los resultados debido al uso que se va a dar al modelo, por lo que no merece la pena "afinar" excesivamente.

Entre las razones que impiden que obtener un modelo "perfecto" de una red cabe destacar las siguientes, en lo referente a los datos de partida:

a) El esqueleto de la red no incluye la totalidad de las canalizaciones, y generalmente no se contemplan elementos que provocan pérdidas menores (codos, té, etcétera).

b) Debido a la aleatoriedad en la variación de los consumos, el estado de cargas varía en cada momento, y por ello no hay que olvidar que se trabaja con oscilaciones medias y consumos porcentuales. Además, los datos que suministra la Compañía encargada de la explotación del sistema puede ser erróneos o, incluso, puede carecer de ellos (hay muchos sistemas de abastecimiento en los que muchos abonados no disponen de contador).

c) Pueden existir errores apreciables en la determinación de las cotas de los puntos de medida.

De un "mal" conjunto de datos de partida, difícilmente se podrá obtener un modelo con un alto grado de aproximación. Por lo tanto, en el caso de no lograr disminuir la discrepancia hasta valores razonables debemos pensar en errores en los datos de partida o en las medidas realizadas.

En lo que se refiere a estas últimas, indicaremos:

d) El número de mediciones es realmente reducido. Para la realización de un ajuste perfecto es necesario medir simultáneamente las presiones en todos los nudos de la red y  $M$  caudales de línea adecuadamente escogidos (siendo  $M$  el número de mallas). Asimismo se requiere conocer exactamente la distribución de consumos y caudales inyectados al sistema. En tal caso, los valores de los parámetros de las líneas se obtendrían directamente a partir de las ecuaciones de equilibrio de nudos y mallas. Ni que decir tiene que tal situación suele ser inviable en la práctica.

e) Las mediciones no son usualmente simultáneas.

Asimismo, el número de ER que se haya tenido en cuenta al realizar el ajuste, y el propio método de ajuste utilizado, pueden influir en los resultados finales.



## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Allen, R. (1987). Network analysis- the real story. III<sup>rd</sup> International Conference. Computer applications for water supply and distribution. Ed. Leicester Polytechnic, (U.K)
- Bush, C.A. and Uber, J.G. (1998). Sampling design methods for water distribution model calibration. Journal of Water Resources , Planning and Management. Vol. 124, No. 6, Nov/Dec Ed. ASCE (EEUU)
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M. y García, M. (1996). Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cesario, L. (1995). Modeling, analysis and design of water distribution systems. Ed. American Water Works Association. Denver (EEUU)
- Engineering Computer Applications Committee. AWWA. (1999). Calibration guidelines for water distribution system modeling. AWWA Im Tech Conference. Ed. AWWA (EEUU)
- Fuertes, V.S., García-Serra, J. and Pérez, R. (1999). Drought management planning in water supply systems. Ed. Kluwer Academic Publishers (The Netherlands)
- García-Serra, J. (1988) Estudio y mejora de las técnicas de calibración de modelos de redes hidráulicas. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, (España)
- García-Serra, J., Martínez, F. (1993). Abastecimientos de agua urbana. Estado actual y tendencias futuras. Ed. Generalitat Valenciana. Conselleria de Industria, Comerç i Turisme. (España)
- Herrin, G. (2001) Fundamentals of Calibration. Current Methods, Vol. 1, No. 1, Ed. Haestad Methods. (EEUU)
- Lansey, K.E., El-Shorbagy, W., Ahmed, I., Araujo, J. and Haan, C.T. (2001). Calibration assessment and data collection or water distribution networks. Journal of hydraulic engineering. Vol. 127, No. 4, April. Ed. ASCE, (EEUU)
- Lee, B.H., Deininger, R.A. (1992). Optimal locations of monitoring stations in water distribution systems. Journal of environmental engineering. Vol. 118, No. 1. Ed. ASCE (EEUU)
- Ormsbee, L.E., and Wood, D.J. (1986). Explicit pipe network calibration. Journal of water resources, planning and management. Vol. 112, No. 2. Ed. ASCE (EEUU)
- Ormsbee, L.E., and Chase, D.V. (1998). Hydraulic network calibration using nonlinear programming. International Symposium on Computer Modelling. Kentucky Water Resources Research Institute. University of Kentucky
- Ormsbee, L.E., Lingireddy, S. (1997). Calibrating hydraulic network models. Journal AWWA, Vol. 89, Issue 2. Ed. AWWA.
- Strafacci, A. (2001). Genetic algorithms in water resources engineering. Current Methods, Vol. 1, No. 1. Ed. Haestad Methods, (EEUU)
- Walski, T.M. (1984). Analysis of water distribution systems. Ed. Van Nostrand Reinhold Company Inc. New York (EEUU)
- Walski, T.M.. (1985). Assuring accurate model calibration. Journal of the AWWA. December , 1985. Ed. AWWA (EEUU)
- Walski, T.M., Chase, D., Savic, D. (2001). Acceptable levels of calibration. Current Methods, Vol. 1, No. 1, Ed. Haestad Methods. (EEUU)

# CAPÍTULO 13

## ANÁLISIS DE CAUDALES PARA MODELACIÓN Y DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.

Vicente S. Fuertes Miquel  
F. Javier Martínez Solano  
Pedro L. Iglesias Rey  
Gonzalo López Patiño

### 1. INTRODUCCIÓN.

La estimación con cierta precisión del volumen de agua que necesitará un determinado abastecimiento en el futuro es realmente una cuestión muy compleja. Ello es debido a que influyen un gran número de factores, los cuales son muy diversos y además muchos de ellos son de difícil control. Pueden citarse como ejemplo: el número de habitantes abastecidos, el nivel de vida, el grado de industrialización, los niveles de presión, el estado de conservación de la red, el porcentaje de fugas, los consumos concentrados en algunos meses del año por tratarse de zonas turísticas, las zonas verdes existentes y sus características particulares en cuanto a demanda de agua, etc.

Obviamente, el volumen de agua demandado por el abastecimiento no se mantiene constante y varía a lo largo del tiempo. Además de las variaciones a medio y largo plazo, el volumen de agua suministrado también se ve modificado a corto plazo. Efectivamente, si nos fijamos en el consumo a lo largo de las 24 horas de un día, el caudal demandado sufre importantes variaciones (cuanto menor es el tamaño del abastecimiento mayores son las oscilaciones de caudal). Igual que sucede con las variaciones a largo plazo, también aquí influyen numerosos factores: el nivel socioeconómico del abastecimiento, las costumbres de la población, el nivel de presiones, el nivel de fugas, la distribución porcentual del consumo doméstico, comercial, industrial, para riego, para limpieza, etc.

Cuando se pretende dimensionar una red de distribución es necesario calcular en primer lugar los máximos caudales que van a ser demandados por la red. Para determinar estos caudales punta es fundamental conocer la distribución temporal de la demanda. Conociendo la variación del caudal demandado a lo largo del tiempo se buscarán los valores máximos y éstos serán los empleados en el diseño de la red.

Si lo que se desea es modelar una red para analizar su comportamiento será necesario conocer previamente la distribución de los consumos tanto espacial como temporalmente, de manera que pueda “cargarse” el modelo y analizar así diversos escenarios.

En cualquier caso, tiene gran importancia conocer el objeto con el que se realiza la previsión de consumos. No es lo mismo calcular los caudales para diseñar una red que para

dimensionar unos depósitos o para “cargar” un modelo matemático. En cada caso, los datos necesarios son distintos.

Si la red objeto de estudio ya está en funcionamiento o se trata de una ampliación de una red ya existente, la empresa suministradora debe disponer de datos históricos de diversos parámetros del sistema. Debe conocer los volúmenes inyectados a la red, los volúmenes facturados, los volúmenes de agua no registrado, los rendimientos, las dotaciones medias, la evolución de consumos a lo largo del día, los coeficientes punta, etc. Cuando se dispone de todos estos datos previos es relativamente sencillo realizar un análisis para predecir los consumos.

Por el contrario, cuando se trata de diseñar nuevas instalaciones no se dispone de datos directos. En estos casos, deben compararse con otros abastecimientos de características lo más parecidas posible en cuanto a población, nivel socioeconómico, clima, desarrollo industrial, etc., y extrapolar los datos obtenidos.

En cualquier caso, hay que tener presente que las dotaciones y los coeficientes punta de poblaciones distintas presentan una gran dispersión, incluso tratándose de asentamientos de características muy similares. Esto es debido al gran número de variables que influyen, como por ejemplo:

- Nivel socioeconómico del abastecimiento.
- Costumbres de la población.
- Niveles de presión en la red.
- Diferencias en los tipos de actividades comerciales o industriales.
- Condiciones climáticas.
- Existencia o no de contadores por abonado.
- Atracción turística durante algunos meses concretos.
- Utilización de la red para riego de jardines privados y otros usos recreativos.
- Volúmenes variables de agua no registrada (fugas, errores en contadores, tomas clandestinas, etc.).
- Etc.

En los próximos epígrafes se pretende analizar con cierto detalle la forma de determinar los caudales en las redes de abastecimiento, tanto para modelación de instalaciones ya existentes como para el diseño de nuevas redes.

## **2. CAUDALES PARA MODELACIÓN DE REDES.**

### **2.1. Balance hídrico de un abastecimiento.**

En todo abastecimiento se puede (y se debe) plantear un balance entre el volumen de agua inyectada en la red y el uso que posteriormente se hace de dicha agua. Para ello, es necesario conocer con precisión las entradas de agua al sistema, así como su destino definitivo, es decir, la clasificación de los consumos según su uso y fin concretos. Cualquier estudio de diseño y análisis de un sistema hidráulico debe partir de la información anterior, la cual puede considerarse como básica y fundamental.

El caudal introducido en la red debe ser medido y registrado continuamente de la manera más precisa posible. Su conocimiento es fundamental para el diseño y diagnóstico de las instalaciones de aprovisionamiento y almacenamiento. La previsión de dicho valor permite planificar y explotar adecuadamente el abastecimiento. Por otro lado, el

conocimiento del caudal mínimo consumido por la noche permite realizar una estimación de las pérdidas.

Una vez conocidos todos los aportes a la red, hay que determinar los puntos de consumo, los volúmenes de agua extraídos en cada punto y su destino. El volumen de agua consumido por el abastecimiento puede clasificarse en dos grandes grupos: registrado y no registrado. Lógicamente, el volumen no registrado se calcula mediante simple diferencia entre el volumen total suministrado (inyectado en la red) y el volumen registrado.

Normalmente, el balance anterior se realiza tan solo para la totalidad de la red, pero puede y debe aplicarse a subsistemas, zonas o sectores que constituyen parte del sistema global, siempre que ello sea posible. El problema es que para ello es necesario disponer de la infraestructura de medición oportuna, lo cual no es muy usual dado que para disponer de una red sectorizada las inversiones que hay que realizar son considerables.

Evidentemente, es imposible encontrar un abastecimiento en el cual el 100% del agua pueda ser contabilizada. Ello es debido a diferentes motivos. A continuación se presentan algunas de las principales causas que dan lugar a esas diferencias entre volúmenes inyectados y registrados:

- *Volumen no controlado debido a la ausencia de contador en el punto de consumo.* Se trata de abonados, públicos o privados, que carecen de contador. Hay que resaltar que es un consumo “útil” pero se desconoce su cuantía, la cual tan solo puede estimarse. Obviamente, debería instalarse el correspondiente aparato de medida para controlar el consumo, aunque nunca vaya a ser facturado.
- *Volumen no registrado por avería y error en los contadores.* Ello es debido al funcionamiento de los medidores que, en muchos casos, dejan de contabilizar parte (submedición) o la totalidad del volumen (contadores parados). También puede darse el caso, menos frecuente, de sobrerregistro. Aunque este volumen no constituye en sí mismo ninguna pérdida, debe reducirse al máximo, tanto para repercutir equitativamente el coste del servicio entre los abonados, como para poder distinguir volúmenes no registrados, pero útiles, de lo que son verdaderas pérdidas de agua.
- *Volumen consumido en limpieza de calles, riego de jardines públicos, fuentes públicas, descargas en la red de alcantarillado, extinción de incendios, purgas y similares.* Constituye el denominado consumo público y tampoco suele registrarse. En cualquier caso, aunque no vaya a facturarse, debería controlarse su destino y cuantía.
- *Volumen no registrado restante.* Es muy difícil cuantificar este volumen, a no ser indirectamente por diferencia entre el volumen aportado y el resto de volúmenes citados. Este volumen constituye una verdadera pérdida y, generalmente, es la fracción del volumen no registrado más importante. Básicamente estaría constituido por:
  - Pérdidas y evaporación en depósitos.
  - Pérdidas de agua en roturas.
  - Pérdidas de agua a través de los defectos del sistema (fugas). Se trata de pequeñas fisuras en tuberías y demás elementos que dan lugar a una pérdida sistemática de caudal en la red y que pueden ser difíciles de detectar. En su cuantía influye decisivamente el grado de conservación de la red y los niveles de presión (mayores niveles de presión incrementan el volumen de agua fugado), razón por la cual en horas de bajo consumo resulta muy conveniente disminuir la presión en la red.

- Extracciones clandestinas a través de conexiones ilegales.

El reparto porcentual de agua no registrada en cada uno de los apartados anteriores es muy variable, dependiendo de las características particulares de cada abastecimiento.

Puede destacarse la iniciativa de la Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento (AEAS) en realizar una encuesta nacional entre las empresas de abastecimiento de agua y saneamiento de España. En dicha encuesta, respecto a la distribución porcentual del agua no contabilizada, se indican los siguientes resultados:

*Tabla 13.1. Origen del agua no registrada (según la “VII Encuesta Nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración”, realizada por la AEAS, año 2000).*

Pérdidas en red	45 %
Errores de medición	18 %
Fraude	4 %
Otros	10 %
No sabe	23 %

Del desglose anterior se deduce claramente que el grueso de las pérdidas se encuentra en las fugas en la red de distribución (45%) y en el infrarregistro de los contadores (18%), quedando tan solo un 14% para todas las demás causas. Téngase en cuenta que, según los resultados de la encuesta realizada por la AEAS, el origen del 23% restante del agua no registrada es desconocido.

En la Tabla 13.2 se presenta la distribución por usos del agua registrada. Como se observa, la mayor parte del consumo registrado (según la encuesta realizada por la AEAS) está catalogado como de uso doméstico (69%), mientras que el consumo comercial e industrial en los abastecimientos a poblaciones españolas alcanza el 21% del total.

*Tabla 13.2. Distribución por usos del agua registrada (según la “VII Encuesta Nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración”, realizada por la AEAS, año 2000).*

Uso doméstico	69 %
Usos industriales y comerciales	21 %
Servicios públicos	9 %
Otros consumos	1 %

## 2.2. Concepto de rendimiento volumétrico de una red.

A partir de todo lo expuesto anteriormente, puede definirse el rendimiento de una red como el cociente entre el volumen de agua registrada y el volumen de agua inyectada, medidos ambos para el mismo período de tiempo:

$$\eta = \frac{\nabla_{\text{registrado}}}{\nabla_{\text{inyectado}}} \quad (13.12)$$

Aunque es posible determinar el rendimiento para períodos de tiempo más cortos, lo habitual es considerar un año completo.

Lógicamente, el rendimiento fluctúa a lo largo del tiempo, puesto que no se mantiene constante la relación entre volumen registrado y no registrado. Por ejemplo, el rendimiento tiende a disminuir en horas de bajo consumo. Cuando disminuye el consumo (en horas valle) aumenta la presión en la red y, por lo tanto, se incrementan las fugas, salvo que el

sistema de regulación del abastecimiento reduzca las presiones en períodos de bajo consumo. Al aumentar las fugas, aumenta el porcentaje de agua no registrada y disminuye el rendimiento.

En el numerador de la expresión anterior puede colocarse el volumen consumido en lugar del volumen registrado. Dicho volumen consumido incluye tanto el registrado como el no registrado pero utilizado de manera “correcta” (abonados sin contador, volúmenes estimados por imposibilidad de lectura, limpieza de calles y alcantarillado, incendios, riego, mantenimiento, etc.). Se trata de discernir claramente entre volumen no registrado pero útil del volumen de agua que verdaderamente se pierde en la red (fugas, conexiones ilegales, etc.). Evidentemente, el rendimiento así obtenido es un parámetro muy interesante para evaluar la gestión del abastecimiento. El problema estriba en que el volumen consumido (registrado + no registrado pero “útil”) debe ser estimado, lo que hace que el rendimiento así calculado no sea un parámetro totalmente objetivo. Como ya se ha comentado, estos volúmenes deberían medirse (siempre que sea posible) aunque no vayan a facturarse, precisamente para tener un mejor conocimiento de la red.

Otra cuestión a tener en cuenta es la dificultad que existe para realizar todas las lecturas de contador simultáneamente. Para solucionar este problema es recomendable aumentar el período de tiempo, y es por ello que suele considerarse un año completo. Con períodos de tiempo más cortos y con los sistemas de medición que actualmente tienen la mayoría de los abastecimientos, los rendimientos obtenidos pierden fiabilidad.

Los valores del rendimiento pueden oscilar de forma muy importante entre unos u otros abastecimientos. Desde valores bajísimos (30% o incluso menos) para sistemas con condiciones muy malas hasta valores mucho mejores (80% es un buen rendimiento) para sistemas que se encuentran bien gestionados, bien conservados y con medidores en todos los puntos de consumo. Precisamente, las dotaciones de poblaciones que parecen semejantes pueden ser muy dispares a causa de la diferencia de rendimientos. Si el consumo es el mismo en ambas poblaciones pero el porcentaje de agua que se pierde es muy superior en una de ellas o el parque de contadores es mucho más viejo, el volumen de agua inyectada será también muy superior aunque el agua consumida sea la misma.

En la Tabla 13.3 pueden verse los resultados de las encuestas que periódicamente realiza la AEAS desde 1987. Se trata de valores medios para todos los abastecimientos que han respondido a las peticiones de la AEAS.

*Tabla 13.3. Evolución del porcentaje de agua no registrada (según la “Encuesta Nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración”, realizada por la AEAS).*

<b>Año</b>	<b>Agua no registrada</b>
1987	30 %
1990	32 %
1992	29 %
1994	28 %
1996	29 %
1998	26 %
2000	25 %

En el año 2000, según los datos de la encuesta, el porcentaje global de agua no registrada en las poblaciones españolas era del 24,8%, es decir, el rendimiento medio de los abastecimientos era del 75,2%.

Otro dato interesante que puede extraerse de los resultados de las encuestas es la progresiva disminución del porcentaje de agua no registrada durante los últimos años, desde un 32% en 1990 hasta un 25% en el año 2000. Hay que decir también que esta disminución se aprecia, en general, para todas las poblaciones, independientemente de su tamaño, aunque es interesante constatar que se mantiene una clara correlación inversa entre población abastecida y coeficiente de agua no registrada (ver Tabla 13.4). En las grandes ciudades el rendimiento medio llega hasta un 80,3% mientras que en las pequeñas es de tan solo el 70,5%.

*Tabla 13.4. Porcentaje de agua no registrada en función del tamaño de la población (según la “VII Encuesta Nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración”, realizada por la AEAS, año 2000).*

Entre 20.001 y 50.000 hab.	29,5 %
Entre 50.001 y 100.000 hab.	26,8 %
Superior a 100.000 hab.	28,2 %
Áreas metropolitanas	19,7 %
Total	24,8 %

Lógicamente, cuando un abastecimiento tiene un rendimiento elevado es porque la gestión del mismo es la adecuada, con todo lo que ello supone: inversiones para renovar la red, mantenimiento adecuado, dotación en infraestructuras de regulación y medición, etc. En general, un valor del rendimiento superior al 75% puede considerarse aceptable.

Lo normal es que una red (o una parte de una red) que sea totalmente nueva presente un rendimiento próximo al 100%, pero debe quedar claro que con el paso del tiempo este rendimiento irá disminuyendo. Así pues, para prever el consumo en el futuro deben mayorarse las dotaciones dividiendo el caudal demandado por el rendimiento estimado.

### 2.3. Análisis de caudales en abastecimientos.

Para la modelación de redes es necesario previamente determinar la distribución espacial y temporal de los consumos. Con estos datos se procederá a “cargar” el modelo matemático y podrán simularse diversas situaciones.

El caudal medio  $Q_m$  se define como el cociente entre el volumen de agua inyectado, registrado o consumido en un período y el tiempo considerado (puede expresarse en m<sup>3</sup>/h, l/s, l/min, etc.):

$$Q_m = \frac{V_{\text{agua}}}{t} \quad (13.13)$$

Por otro lado, la dotación media es el cociente entre el volumen de agua inyectado, registrado o consumido, por unidad de tiempo y por unidad de consumo (se suele expresar en l/unidad·día):

$$D = \frac{(\text{volumen de agua})}{(\text{unidad tiempo}) \cdot (\text{unidad consumo})} \quad (13.14)$$

Cuando se trata del abastecimiento a una población, a unidad de consumo suele ser un habitante, aunque para zonas residenciales también puede emplearse como unidad la vivienda o el abonado. Si se trata de zonas industriales se suelen utilizar unidades de

superficie (ha o m<sup>2</sup>) o de producción (Tm producida). Para redes de riego las unidades de consumo suelen ser de superficie (ha o m<sup>2</sup>), y así sucesivamente.

En ambos casos ha de distinguirse entre caudal o dotación inyectada y caudal o dotación registrada dado que, en general, una red tiene un rendimiento distinto del 100% y, por tanto, ambos valores no coinciden. Normalmente, para modelación y diseño de redes de distribución los valores que interesan son los inyectados, puesto que los caudales circulantes por las tuberías son los registrados y también los no registrados. Si los datos de partida son dotaciones registradas, deberá tenerse en cuenta el rendimiento de la red para calcular las dotaciones inyectadas.

Obviamente, el consumo de agua en un abastecimiento no se mantiene constante durante todo el día. Por ejemplo, en la Figura 13.1 se presenta una posible curva de evolución del caudal inyectado a una población a lo largo de las 24 horas del día, donde se representa el denominado coeficiente de modelación  $c(t)$ , es decir, la relación entre caudal medio de cada hora del día  $Q(t)$  y el caudal medio diario  $Q_{md}$ :

$$c(t) = \frac{Q(t)}{Q_{md}} \quad (13.15)$$

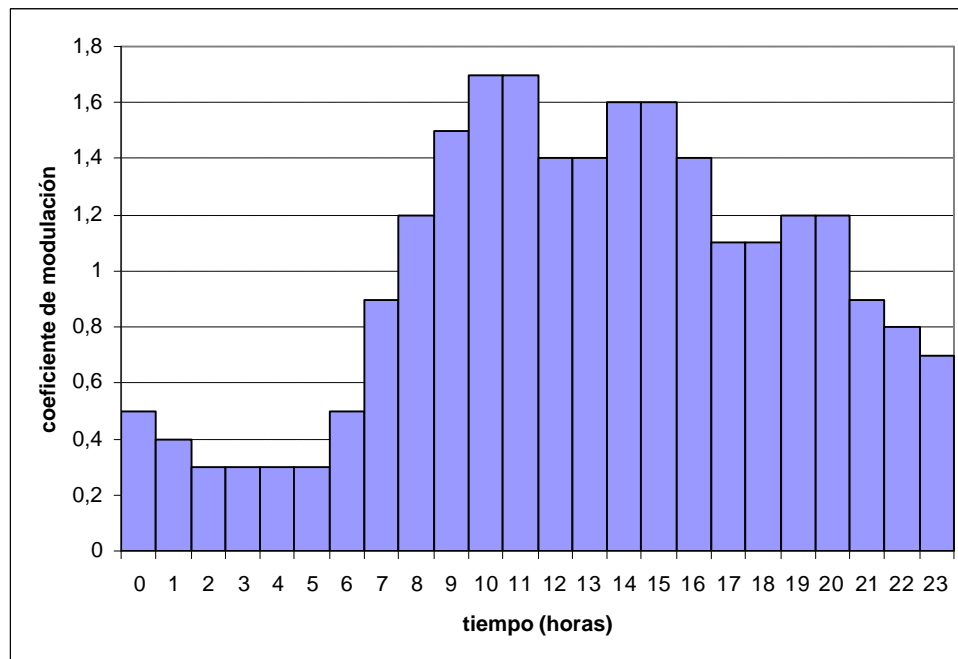


Figura 13.2. Curva de modulación diaria para un abastecimiento.

Esta curva de modulación cambiará de un día a otro (no es lo mismo un lunes que un sábado) y cambiará también a lo largo del año (no es lo mismo un martes de enero que un martes de julio).

En una red ya existente deben medirse los caudales inyectados y también todos los caudales consumidos que sea posible (no sólo los facturados). Con toda esta información pueden establecerse las dotaciones medias, los coeficientes punta, los caudales nocturnos, las curvas de modulación para cualquier día del año (al menos, para todo el abastecimiento), etc. Cuanto mayor sea la infraestructura en medidores, mayor será la información disponible.



Como ya se ha dicho, el análisis de todos estos datos es un paso previo para poder utilizar el modelo matemático y obtener resultados interesantes. Cuanto más fiables sean los datos de partida, mejores serán los resultados obtenidos. El conocimiento de toda esta información permite analizar el comportamiento de la red bajo cualquier circunstancia: cuando el consumo es el medio, el punta, el nocturno, etc.; un día laboral o un día festivo; un día de invierno o uno de verano; cuando se produce una rotura o un incendio; etc.

### 3. CAUDALES PARA DISEÑO DE REDES.

Como en cualquier proceso de diseño, éste debe realizarse siempre para la situación más desfavorable. En el caso de redes distribución de agua, la situación más desfavorable se produce cuando los consumos demandados por la población son los máximos. Por ello, se trata de estimar el caudal punta que circulará por cada uno de los elementos de la red y con estos valores máximos realizar el diseño. El caudal punta se obtiene a partir del caudal medio mayorándolo con un cierto coeficiente, tal y como se verá a continuación.

A partir de la dotación media anual (volumen medio de agua que consume cada habitante de la población durante un día) y teniendo en cuenta el número de habitantes que abastece toda la red o parte de ella, se determina el consumo medio anual (caudal medio consumido por todos los habitantes) de toda la red o de una zona concreta:

$$Q_m (l/s) = \frac{D \cdot N}{86400} \quad (13.16)$$

donde:  $Q_m$  = caudal medio anual (l/s).

$D$  = dotación media anual (l/hab-día).

$N$  = número de consumidores (habitantes).

Así pues, para determinar las dotaciones futuras es importante poder predecir el número de habitantes de la población. Una forma sencilla de estimar la población futura que deberá abastecer una determinada red es:

$$N = N_0 \left( 1 + \frac{i}{100} \right)^n \quad (13.17)$$

donde:  $N$  = número de habitantes al cabo de  $n$  años.

$N_0$  = número actual de habitantes.

$i$  = tasa de crecimiento de la población (%).

$n$  = número de años para los que se hace la previsión.

Lógicamente, para estimar el consumo futuro de la población tan sólo se deben tener en cuenta los habitantes realmente abastecidos por la red, lo cual, en ocasiones, no es fácil de determinar.

Además del consumo puramente doméstico, deben considerarse también los consumos comerciales, industriales, para riego, para limpieza, etc. Estos consumos pueden calcularse por separado, pero normalmente se suelen incluir junto con los consumos domésticos. Generalmente, se mayoran las dotaciones exclusivamente domésticas para tener en cuenta todos estos consumos adicionales. En algunas ocasiones, puede resultar interesante utilizar el concepto de número de habitantes equivalentes. Consiste ello en asimilar estos otros consumos al puramente doméstico, de manera que se procede a mayorar el número de habitantes reales para tener en cuenta dichos consumos. El cálculo se realiza entonces con el número de habitantes "ficticio".

Así pues, el análisis de caudales para el diseño de una red de distribución puede abordarse de dos formas distintas. Por un lado, puede utilizarse exclusivamente la dotación doméstica, convenientemente mayorada para tener en cuenta todos los consumos que no sean domésticos. Por otro lado, si se precisa un mayor grado de detalle, puede separarse la dotación doméstica del resto de consumos: comerciales, equipamientos sociales complementarios, industriales, riego, limpieza y mantenimiento, etc., y calcular las necesidades de agua propias de cada utilización.

### 3.1. Análisis de caudales para asentamientos tradicionales.

Cuando se trata de asentamientos tradicionales, se suele calcular el volumen total de consumo de la red por analogía con otras poblaciones de características similares (nivel socioeconómico, clima, zonas verdes, etc.). Este consumo total engloba en un único valor todo tipo de consumos (doméstico, comercial, industrial, etc.). Una vez estimado el consumo global de la red, se deberá mayorar para tener en cuenta el volumen de agua no registrado (téngase en cuenta que, tal y como ya se ha comentado, el rendimiento de la red es inferior al 100%).

Para la evaluación de los consumos en redes ya existentes se cuenta, generalmente, con datos históricos fiables de la distribución (espacial y temporal) de los consumos, lo que constituye un punto de partida muy útil.

Tal y como se ha visto anteriormente, el caudal medio se calcula a partir del número de habitantes y de su consumo medio (dotación), utilizando para ello la expresión (13.5). Normalmente, se asigna un valor medio de la dotación común para todos los habitantes, incluyendo en este valor la parte proporcional de consumo doméstico, comercial, industrial, para riego, para mantenimiento y servicios comunes, etc.

En la Tabla 13.5 (Cabrera et al., 1996) se presentan algunos valores orientativos de las dotaciones para poblaciones de diferente nivel socioeconómico. Como se observa, la dotación media puede oscilar aproximadamente entre 150 y 325 l/hab-día según el nivel socioeconómico de la población abastecida.

*Tabla 13.5. Consumo medio diario de agua para ciudades no planificadas de diferente nivel socioeconómico.*

<b>Nivel socioeconómico del asentamiento</b>	<b>Dotación (l/hab-día)</b>
Bajo-Alto	150..175
Medio-Bajo	175..200
Medio-Medio	200..225
Medio-Alto	225..275
Alto-Bajo	275..325

Por otro lado, las “Normas para la redacción de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento de poblaciones” del Ministerio de Obras Públicas (1976) proporcionan como valores orientativos para el cálculo de las dotaciones los que aparecen en la Tabla 13.6. Tal y como se observa, dichas dotaciones aumentan con el tamaño de la población abastecida.

*Tabla 13.6. Estimación de las dotaciones en función del número de habitantes de la población (según las "Normas para la redacción de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento de poblaciones", Ministerio de Obras Públicas, 1976).*

<b>Número de habitantes</b>	<b>Dotación (l/hab·día)</b>
Nº hab < 1.000	100
1.000 < Nº hab < 6.000	150
6.000 < Nº hab < 12.000	200
12.000 < Nº hab < 50.000	250
50.000 < Nº hab < 250.000	300
250.000 < Nº hab	400

Las citadas normas también indican que el cálculo de la dotación para el año horizonte del proyecto se realizará suponiendo un incremento anual acumulativo del 2% en lo que se refiere a la dotación asignada a la población de hecho, mientras que la dotación de la población estacional se mantendrá constante.

Debe quedar claro que en las dotaciones que aparecen en las dos tablas anteriores están incluidos todos los posibles usos del agua (incluso el agua no registrada), de manera que se trata de dotaciones válidas para diseño sin necesidad de mayorarlas.

Cuando se trate de zonas donde la actividad industrial sea importante será necesario incrementar las dotaciones para tener en cuenta este consumo adicional, siempre que estas industrias se abastezcan directamente de la red. El incremento que deberá aplicarse estará relacionado, lógicamente, con el porcentaje de consumo doméstico e industrial respecto del total de la red.

Sin embargo, todos estos datos no dejan de ser valores orientativos puesto que en la realidad, como ya se ha comentado, los factores que influyen son muy numerosos y las diferencias de las dotaciones reales de una población a otra son notables. En la Tabla 13.7 puede verse, según las encuestas realizadas por la AEAS, la evolución de la dotación media de agua suministrada en las poblaciones españolas durante los últimos años.

*Tabla 13.7. Evolución de la dotación (en l/hab·día) de agua suministrada en España (según la "Encuesta Nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración", realizada por la AEAS).*

<b>Año</b>	<b>Dotación</b>
1987	309
1990	313
1992	302
1994	265
1996	289
1998	284
2000	289

Tal y como se observa, la dotación de agua suministrada a la red en los abastecimientos españoles alcanza un valor medio de 289 litros por habitante y día en el año 2000, cifra que ha oscilado muy poco durante los últimos años.

En cualquier caso, el valor que este indicador toma en cada abastecimiento concreto es muy variable, debido a causas muy diversas (fugas en la red, variación estacional de la población, estructura industrial de la zona, etc.). Además, según la encuesta realizada por la AEAS, se observa una relación inversa entre el tamaño de la población y la dotación por habitante (desde una dotación media de 280 l/hab-día para las grandes ciudades hasta un valor de 330 l/hab-día para las poblaciones más pequeñas). Esto puede ser debido a que el rendimiento suele ser menor en las poblaciones pequeñas (ver Tabla 13.4), de manera que con un caudal consumido similar, el caudal suministrado es superior cuanto menor es el rendimiento de la red.

Si nos fijamos ahora en la distribución espacial de la dotación en España, los valores medios oscilan desde 250 l/hab-día en Canarias hasta 350 l/hab-día en la cuenca hidrográfica del Júcar. Las cuencas que presentan un consumo inferior a la media nacional son, generalmente, las cuencas deficitarias de agua (Canarias, C.I. Cataluña, Guadalquivir, Segura y Sur). En el otro extremo, entre las cuencas con mayor consumo de agua se encuentran Baleares, Júcar, Ebro, Duero, Norte y Galicia Costa (todas ellas con una dotación media superior a 300 l/hab-día). La justificación del elevado consumo en las dos primeras cuencas se puede encontrar en la importancia del sector turístico, y en el resto por la abundancia de los recursos hídricos.

Una vez conocida la dotación media, aplicando la expresión (13.5) se obtiene el consumo medio de la población  $Q_m$ . Lógicamente, este caudal no es válido para diseñar. Es necesario analizar la situación más desfavorable, esto es, cuando los consumos demandados son los máximos. Así pues, como caudal de cálculo de la red se debe adoptar el caudal punta del día de mayor consumo, para lo cual es necesario mayorar el caudal medio con un cierto coeficiente  $K_p$ , el cual se determina a partir de otros dos coeficientes (Cabrera et al., 1996), tal y como se verá a continuación.

En primer lugar, el caudal consumido por la población es variable a lo largo del día (ver Figura 13.1). Para obtener el caudal máximo (punta) de un día cualquiera  $Q_p$ , se multiplica el caudal medio del día en cuestión  $Q_{md}$  por el coeficiente de modulación máximo, el cual se conoce como coeficiente de hora punta  $k_{hp}$ :

$$k_{hp} = \frac{Q_p}{Q_{md}} \quad \rightarrow \quad Q_p = k_{hp} \cdot Q_{md} \quad (13.18)$$

En el ejemplo de la Figura 13.1 el coeficiente de hora punta tiene un valor  $k_{hp} = 1,7$  de manera que el máximo caudal diario demandado sería  $Q_p = 1,7 \cdot Q_{md}$ .

Por otro lado, el caudal medio diario  $Q_{md}$  no se mantiene constante a lo largo de todo el año, sino que varía de un día a otro. Es distinto un día laborable y uno festivo. No es lo mismo un día frío de invierno que un día caluroso de verano. Si se trata de una red de distribución que abastece una zona turística, obviamente, estas variaciones son mucho más acusadas, dándose los valores máximos del consumo en los meses con mayor afluencia de turistas. Dado que la red debe calcularse para asegurar el suministro bajo cualquier estado de carga, es necesario acudir a la situación más desfavorable, esto es, al día de mayor consumo de todo el año. Para tener en cuenta la variación del consumo a lo largo del año se utiliza un segundo coeficiente, de manera que el caudal medio del día de mayor consumo  $Q_{mdmc}$  se obtiene como producto del caudal medio anual  $Q_m$  por dicho coeficiente  $k_{dmc}$  (coeficiente del día de mayor consumo):

$$k_{dmc} = \frac{Q_{mdmc}}{Q_m} \rightarrow Q_{mdmc} = k_{dmc} \cdot Q_m \quad (13.19)$$

De esta manera, el caudal instantáneo máximo de la red a lo largo de todo el año  $Q_{pdmc}$  será el caudal punta del día de mayor consumo. Así pues, se obtendrá combinado ambos efectos, la variación a lo largo del día ( $k_{hp}$ ) y la variación a lo largo del año ( $k_{dmc}$ ):

$$\left. \begin{array}{l} Q_{pdmc} = k_{hp} \cdot Q_{mdmc} \\ Q_{mdmc} = k_{dmc} \cdot Q_m \end{array} \right\} \rightarrow Q_{pdmc} = k_{hp} \cdot k_{dmc} \cdot Q_m \quad (13.20)$$

Agrupando los dos coeficientes de mayoración en uno solo puede escribirse:

$$K_p = k_{hp} \cdot k_{dmc} \rightarrow Q_{pdmc} = K_p \cdot Q_m \quad (13.21)$$

definiéndose el coeficiente punta  $K_p$  como el valor por el que hay que multiplicar el consumo medio anual para obtener el caudal máximo demandado por la red. Lógicamente, este caudal máximo será el utilizado para diseñar la red:

$$Q_{diseño} = Q_{máximo} = Q_{pdmc} = K_p \cdot Q_m \quad (13.22)$$

Al igual que sucede con las dotaciones, los valores que adopta el coeficiente de hora punta  $k_{hp}$  depende de numerosos factores, como pueden ser: el tamaño del abastecimiento, el porcentaje de consumos industriales, los niveles de presión en la red, el día de la semana considerado, la existencia o no de aljibes domiciliarios, la existencia o no de grupos hidropresores, etc.

En general, puede afirmarse que cuanto mayor sea el tamaño de la población, más se laminan las puntas de consumo, obteniéndose así valores de  $k_{hp}$  menores. Para una única vivienda el valor de  $k_{hp}$  puede llegar a ser fácilmente de 60 o 70, mientras que para una red como la de Valencia este valor se encuentra en torno a 1,6.

Efectivamente, el caudal medio de una vivienda puede ser 0,01 l/s (suponiendo una dotación de 250 l/hab-día y 4 habitantes por vivienda) mientras que el caudal punta para una vivienda media puede estar en torno a 0,6 o 0,7 l/s, de manera que el coeficiente de hora punta  $k_{hp} = Q_p/Q_{md}$  tendría un valor de 60 o 70. Al aumentar el número de consumidores, la probabilidad de que todos consuman a la vez se reduce con lo que la diferencia entre el caudal punta y el caudal medio es cada vez más pequeña, disminuyendo así el valor del coeficiente  $k_{hp}$ .

Un factor que puede influir mucho en el valor del coeficiente  $k_{hp}$  es la existencia o no de depósitos en cabecera de las instalaciones particulares, bien porque exista un aljibe para almacenamiento bien porque se instale un grupo hidropresor con su correspondiente calderín y, en ocasiones, también con su depósito de aspiración. La existencia de estos depósitos intermedios entre la red y los consumidores, lógicamente, provoca una mayor laminación de las puntas, puesto que los usuarios consumen el agua almacenada en estos depósitos mientras que la función de la red de distribución es llenar dichos depósitos. Así pues, normalmente, el valor del coeficiente  $k_{hp}$  suele ser mayor cuando no existen estos elementos de almacenamiento.

El nivel de presión en la red es otro de los factores que influyen de manera significativa en el valor de este coeficiente. Cuando la presión es elevada, por un lado, se incrementa el valor del coeficiente  $k_{hp}$ , dado que el caudal instantáneo de los diferentes aparatos aumentará, con lo que se incrementa el caudal punta  $Q_p$ . Pero, por otra parte, un mayor nivel de presión hace que el consumo nocturno aumente debido a que las fugas aumentan con la presión, con lo que se incrementa el caudal medio  $Q_{md}$ , lo cual hace que el

coeficiente  $k_{hp}$  disminuya. La combinación de ambos efectos determinará si el coeficiente aumenta o disminuye.

Lógicamente, los consumos industriales, dependiendo de su importancia respecto al resto de consumos y del momento del día en que se producen, pueden modificar de manera apreciable el valor de este coeficiente.

Para un abastecimiento completo, de características “normales”, este coeficiente de hora punta puede oscilar aproximadamente entre 1,5 y 2. Por supuesto, se trata de valores meramente orientativos y pueden ser muy variables de un abastecimiento a otro.

En cuanto al coeficiente del día de mayor consumo  $k_{dmc}$ , para un abastecimiento “normal”, el consumo máximo de agua suele darse en un día laborable y viene influenciado por factores, entre otros, de tipo estacional y climatológico. Para asentamientos tradicionales el coeficiente  $k_{dmc}$  puede oscilar aproximadamente entre 1,1 y 1,6. Debe quedar claro que se trata de valores orientativos, debiendo analizarse en cada caso las características particulares del abastecimiento. Por ejemplo, estos valores no serían válidos para poblaciones turísticas, en las cuales durante determinadas épocas del año aumenta notablemente la población residente y, por tanto, la demanda de agua.

Así pues, el producto de ambos coeficientes nos proporciona un rango de variación para el coeficiente punta entre  $K_p = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65$  y  $K_p = 2 \cdot 1,6 = 3,2$ . Es conveniente insistir en que estos valores son tan solo a título indicativo. Tal y como ya se ha dicho, resulta mucho más adecuado, cuando se dispone de datos fiables del mismo u otros abastecimientos de características similares, realizar un análisis específico de estos coeficientes. En la ciudad de Valencia, por ejemplo, el coeficiente del día de mayor consumo se sitúa en torno a 1,3 mientras que el coeficiente de hora punta es 1,6, con lo que se obtiene un valor para el coeficiente punta  $K_p = 2,1$ .

Por último, las “Normas para la redacción de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento de poblaciones” del Ministerio de Obras Públicas (1976) especifican el uso de un coeficiente punta  $K_p = 2,4$  para aquellos abastecimientos en los que no se disponga de información más fiable.

### 3.2. Análisis de caudales para zonas de uso determinado.

Las dotaciones comentadas en el apartado anterior consideran el consumo total, es decir, además del consumo doméstico, incluyen la parte proporcional para riego, limpieza, hospitales, colegios, hoteles, industrias, etc. En ocasiones, puede resultar interesante separar los diferentes tipos de consumos y determinar el caudal de cálculo para zonas concretas. Para ello, los diferentes usos del suelo se van a agrupar en tres bloques:

- Zonas residenciales.
- Zonas para equipamientos sociales complementarios.
- Zonas industriales.

Además, es necesario considerar también otros consumos distintos de los anteriores, como puede ser:

- Riego de jardines.
- Limpieza y mantenimiento.
- Incendios.

### *Zonas residenciales.*

El caudal medio se determina a partir de la dotación media y el número de habitantes, utilizando la expresión (13.5). En este caso, se sustituye únicamente la dotación doméstica (sin tener en cuenta el caudal destinado a otros usos). Como siempre, las dotaciones consumidas por los usuarios deberán mayorarse adecuadamente para tener en cuenta el hecho de que no todo el caudal inyectado llegará al consumidor. Para relacionar habitantes y viviendas, el número medio de habitantes por vivienda suele tomarse en torno a 4 (la “Norma Tecnológica. Instalación de Fontanería. Abastecimiento”, NTE-IFA, recomienda utilizar 4,2 habitantes/vivienda).

En cuanto a las dotaciones exclusivamente domésticas, en la Tabla 13.8 (Cabrera et al., 1996) se presentan algunos valores orientativos para zonas residenciales de diferente nivel socioeconómico. Como puede verse, la dotación media oscila entre 100 y 225 l/hab·día según el nivel socioeconómico de la población abastecida.

Comparando los datos de esta tabla con los presentados en la Tabla 13.5, se observa que las dotaciones ahora son inferiores. Lógicamente, la diferencia estriba en el agua destinada a otros usos. Antes se trataba de la dotación inyectada en red (consumo doméstico, industrial, para riego, etc., junto con el agua no registrada), mientras que ahora se trata únicamente de la dotación consumida por el usuario doméstico.

*Tabla 13.8. Dotación orientativa de las zonas residenciales según el nivel socioeconómico de la vivienda media representativa.*

<b>Nivel socioeconómico de la zona residencial</b>	<b>Dotación (l/hab·día)</b>
Bajo-Alto	100..125
Medio-Bajo	125..150
Medio-Medio	150..175
Medio-Alto	175..200
Alto-Bajo	200..225

Lógicamente, cuando se trate de viviendas unifamiliares que dispongan de jardín, las dotaciones deberán incrementarse de forma importante (siempre que se utilice agua de la red de distribución para el riego). Será necesario estimar el agua necesaria para el riego del jardín, de forma que junto con la dotación exclusivamente doméstica nos proporcione el consumo total de la vivienda.

Una vez calculado el caudal medio, el caudal punta (caudal de diseño) se obtendrá multiplicando el valor anterior por un coeficiente punta  $K_p$ , el cual es función del número de viviendas abastecidas. Algunos valores orientativos de este coeficiente  $K_p$  pueden verse en la Tabla 13.9 (Arizmendi, 1991).

*Tabla 13.9. Coeficientes punta  $K_p$  en función del número de viviendas (Arizmendi, 1991).*

<b>Número de viviendas</b>	<b><math>K_p</math></b>
$20 < N^{\circ} \text{ viv} < 50$	10
$50 < N^{\circ} \text{ viv} < 250$	5
$250 < N^{\circ} \text{ viv} < 500$	3,5
$500 < N^{\circ} \text{ viv} < 1.500$	2,5

$$\frac{1.500 < N^{\circ} \text{ viv}}{2}$$

Lógicamente, cuanto mayor es el número de viviendas menor es el valor del coeficiente punta, puesto que los consumos se van laminando al aumentar el número de consumidores. Según Arizmendi (1991), a partir de 1500 viviendas el coeficiente punta puede considerarse constante ( $K_p = 2$ ), independientemente del número de habitantes abastecidos.

Una vez determinado el caudal punta consumido por el usuario, debe utilizarse un coeficiente de seguridad para tener en cuenta el volumen de agua que se pierde en fugas, roturas, subcontaje de los contadores, etc.

Así, por ejemplo, si se pretende diseñar la red que abastece una zona con un total de 3000 habitantes (equivalente a 750 viviendas si se considera 4 habitantes/vivienda) y el nivel socioeconómico medio de dicha zona es Medio-Alto, la dotación a considerar sería unos 200 l/hab·día y el coeficiente punta  $K_p = 2,5$ . A partir de estos datos, el caudal medio sería  $Q_m = 6,94$  l/s y el caudal punta  $Q_p = 17,36$  l/s. Estos valores corresponderían a los caudales consumidos por los usuarios y deberían ser mayorados convenientemente para tener en cuenta el agua perdida. Por ejemplo, si el rendimiento fuera del 70%, el caudal que debería inyectarse en la red sería  $Q_{\text{diseño}} = 24,8$  l/s.

La “Norma Tecnológica. Instalación de Fontanería. Abastecimiento” (NTE-IFA) también puede utilizarse para estimar los caudales de cálculo. Dicha norma recomienda utilizar una dotación (l/viv·día) y un caudal punta (l/s) en función del número de habitantes del núcleo que se desea abastecer. Las dotaciones (considerando una media de 4,2 habitantes por vivienda, tal y como indica la citada Norma) y los caudales punta recomendados para el diseño vienen reflejados en la Tabla 13.10. En dichas dotaciones están incluidas las pérdidas en la red.

Tabla 13.10. Dotaciones y coeficientes punta  $K_p$  (según la “Norma Tecnológica. Instalación de Fontanería. Abastecimiento”, NTE-IFA).

Número de habitantes del núcleo	Dotación (l/viv·día)	Dotación (l/viv·seg)	$K_p$
$N^{\circ} \text{ hab} < 1.000$	630	0,030	4,1
$1.001 < N^{\circ} \text{ hab} < 6.000$	945	0,035	3,2
$6.001 < N^{\circ} \text{ hab} < 12.000$	1260	0,040	2,7

Así, por ejemplo, si la red objeto de diseño abastece una zona con un total de 3000 habitantes (equivalente a 714,3 viviendas si se considera 4,2 habitantes/vivienda), la dotación a considerar sería 945 l/viv·día (225 l/hab·día) y el coeficiente punta  $K_p = 3,2$ . Con estos datos, el caudal medio sería  $Q_m = 7,81$  l/s y el caudal punta  $Q_p = 25$  l/s. Este caudal sería ya el de diseño, sin necesidad de mayorarlo, puesto que los valores que proporciona la NTE-IFA incluyen las pérdidas en la red.

Tal y como se ha visto hasta ahora, la determinación de los caudales de diseño se realiza mayorando el caudal medio  $Q_m$  con un cierto coeficiente punta  $K_p$  que, lógicamente, es superior a la unidad:

$$Q_{\text{diseño}} = K_p \cdot Q_m \quad \text{con } K_p \geq 1 \quad (13.23)$$

El caudal medio puede incluir o no el caudal no registrado. En el caso de que no lo incluya, el caudal obtenido deberá mayorarse (dividiendo por el rendimiento de la red) para tener en cuenta el agua perdida.



No obstante, conviene recordar que el cálculo de caudales en instalaciones interiores se realiza de forma totalmente diferente. En este caso, los caudales de diseño se obtienen a partir del caudal instalado  $Q_{\text{inst}}$  de todos los consumos aguas abajo de la conducción que se pretende dimensionar. Lógicamente, este valor no será el caudal de diseño, puesto que ello supondría que todos los consumos se producen simultáneamente, con lo que se estaría sobredimensionando la instalación. Así pues, el caudal instalado total  $Q_{\text{inst}}$  debe minorarse con un cierto coeficiente, el cual estima de alguna forma la probabilidad de que los consumos situados aguas abajo se produzcan simultáneamente. Éste es conocido como coeficiente de simultaneidad  $k$ , de manera que el caudal de diseño para instalaciones interiores puede calcularse:

$$Q_{\text{diseño}} = k \cdot Q_{\text{inst}} \quad \text{con } k \leq 1 \quad (13.24)$$

Existen diversas expresiones para calcular el coeficiente de simultaneidad  $k$ , siendo una de las más sencillas y, por tanto, una de las más utilizadas:

$$k = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \quad (13.25)$$

donde  $n$  es el número de aparatos aguas abajo de la conducción. Obviamente, cuanto mayor es el número de aparatos menor es la probabilidad de que todos funcionen a la vez, con lo que el coeficiente de simultaneidad disminuye.

#### *Zonas para equipamientos sociales complementarios.*

Tras analizar el cálculo de caudales para zonas residenciales, se aborda en el presente apartado el análisis de los caudales necesarios para satisfacer la demanda de diferentes servicios sociales, tales como: sanitarios, docentes, comerciales, recreativos, etc. Como siempre, la mejor opción es comparar la red objeto de diseño con instalaciones similares de las que se dispongan datos fiables. Si esto no es posible, puede recurrirse a las tablas que se presentan a continuación u otras similares. En cualquier caso, hay que constatar que, para este tipo de instalaciones tan singulares, existen pocos datos en cuanto a dotaciones y coeficientes punta se refiere.

Si se dispone de datos en cuanto a dotaciones características de la instalación, puede calcularse el caudal medio consumido utilizando de nuevo la expresión (13.5), donde la dotación se expresa ahora en l/unidad·día (las unidades pueden ser ocupantes, m<sup>2</sup> de local, camas, asientos, etc.) y  $N$  es el número de unidades. Si se dispone también de valores del coeficiente punta correspondiente, el caudal punta se calcula mayorando el caudal medio con dicho coeficiente. Así pues, conociendo la dotación media y el coeficiente punta, el procedimiento es totalmente análogo al utilizado para zonas residenciales. Evidentemente, el problema estriba en la determinación de los datos de partida, puesto que no existe demasiada información al respecto.

Cuando no se disponga de datos más precisos, pueden utilizarse los valores orientativos que se presentan en la Tabla 13.11 (Cabrera et al., 1996). En dicha tabla pueden verse dotaciones y coeficiente punta para diferentes usos del suelo.

*Tabla 13.11. Dotaciones y coeficientes punta  $K_p$  para distintos usos sociales y complementarios del suelo.*

Uso del suelo	Dotación (l/ocup·día)	$K_p$
Hospitales	400..1300	3,5..4,5
Centros comerciales	10..25	4,5..5,5

Centros docentes	20..50	5..7
Hoteles 1 y 2 estrellas	150..300	3..3,5
3 estrellas	200..500	3,5..4
4 y 5 estrellas	350..800	4..4,5
Oficinas (dotación m <sup>2</sup> )	25..40	4..6
Mercados (dotación puestos)	125..600	2,5..4
Espectáculos públicos	5..20	5..8

De forma análoga a lo ya indicado para el consumo de zonas residenciales, debe utilizarse el correspondiente coeficiente de seguridad para tener en cuenta el porcentaje de agua no registrada.

Por ejemplo, si se trata de un hotel de 4 estrellas con un total de 280 camas, la dotación a considerar podría ser 600 l/ocup·día y el coeficiente punta  $K_p = 4,5$ . Con estos datos, el caudal medio consumido por el hotel cuando éste se encontrara totalmente lleno sería  $Q_m = 1,94$  l/s y el caudal punta  $Q_p = 8,75$  l/s. Este valor corresponde al caudal punta consumido por el hotel, pero deberá incrementarse un cierto porcentaje para tener en cuenta el agua perdida. Por ejemplo, si el rendimiento de la red fuera del 70%, el caudal que debería inyectarse sería  $Q_{\text{diseño}} = 12,5$  l/s

Otra posibilidad, a la hora de determinar el caudal de diseño de una red, consiste en agregar una cierta dotación al consumo exclusivamente doméstico, dependiendo esta dotación adicional de los servicios sociales existentes. En cualquier caso, las dotaciones vistas en el epígrafe 3.1 ya incluyen la parte proporcional correspondiente a los diferentes servicios sociales complementarios.

Por último, también puede emplearse la Norma Tecnológica NTE-IFA para estimar el caudal consumido por estos servicios complementarios. La citada norma utiliza el criterio del número de viviendas equivalentes (Tabla 13.12) para establecer la dotación y caudal punta de los diferentes consumos. Dice textualmente que el número de viviendas de cálculo “se obtendrá sumando a las viviendas reales las equivalentes a otros usos, determinadas en la tabla, en función del número de habitantes del núcleo residencial y del uso considerado”. Una vez calculadas las viviendas equivalentes se acudirá a la Tabla 13.10 para determinar la dotación y el caudal punta correspondiente. Recuérdese que la NTE-IFA considera “una media familiar de 4,2 individuos”, es decir, 4,2 habitantes/vivienda.

Tabla 13.12. Viviendas equivalentes para determinar el consumo destinado a “otros usos” distinto del doméstico (según la “Norma Tecnológica. Instalación de Fontanería. Abastecimiento”, NTE-IFA).

Uso	Número de habitantes del núcleo		
	hab < 1.000	1.001 < hab < 6.000	6.001 < hab < 12.000
Viviendas equivalentes			
Boca de incendio tipo 100	555	475	415
Boca de incendio tipo 80	280	240	210
Piscinas públicas	250	215	190
Hoteles (cada 100 plazas)			
4 y 5 estrellas	160	140	120
3 estrellas	100	90	80
1 y 2 estrellas	70	60	50

Mercados (cada 100 puestos)	125	100	95
Hospitales (cada 100 camas)	155	130	115
Oficinas (cada 1000 m <sup>2</sup> )	40	35	30
Centros comerc. (cada 1000 m <sup>2</sup> )	35	30	25
Colegios (cada 100 plazas)	20	17	15
Sup. Ajardinadas (cada 1000 m <sup>2</sup> )	2	1,5	1,5

Por ejemplo, para determinar el caudal punta consumido por un hotel de 4 estrellas con 280 camas situado en un núcleo de 3000 habitantes, el número de viviendas equivalentes sería  $140 \cdot 2,8 = 392$ . Acudiendo ahora a la Tabla 13.10, la dotación a considerar sería 945 l/viv·día y el coeficiente punta  $K_p = 3,2$ . Con estos datos, el caudal medio para todo el hotel sería  $Q_m = 4,29$  l/s y el caudal punta  $Q_p = 13,72$  l/s, que coincide con el caudal de diseño puesto que los valores que proporciona la NTE-IFA incluyen ya las pérdidas en la red.

Además, igual que sucedía en el caso de viviendas, el cálculo de los caudales punta también puede realizarse a partir del caudal total instalado aguas abajo del tramo ( $Q_{inst}$ ) y del número de puntos de consumo ( $n$ ). Multiplicando el caudal total instalado por el coeficiente de simultaneidad correspondiente, el cual es función del número de puntos de consumo, se obtiene el caudal máximo esperado en dicho tramo y, por tanto, el que se utilizará para el diseño ( $Q_{diseño} = k \cdot Q_{inst}$ ).

#### *Zonas industriales.*

Determinar los consumos medios y los caudales punta para zonas industriales es una tarea complicada, puesto que presentan valores muy dispersos. Las discrepancias son muy importantes a causa de los numerosos factores que influyen y a la gran variedad de industrias y procesos industriales que existen.

Siempre que se pueda, deberá realizarse un análisis específico de las necesidades de agua y los caudales máximos de la zona industrial como paso previo al dimensionado de la red. Cuando ello no sea factible, se estimarán dichos valores intentando acercarse todo lo posible a la realidad.

En cualquier caso, si no se dispone de información más precisa (bien sea porque todavía no se conocen las industrias que van a instalarse en la zona o porque no se conocen las características particulares de dichas industrias), puede adoptarse como caudal punta para el diseño de la red de distribución en zonas industriales un valor aproximado entre 1 y 2 l/s·ha (Cabrera et al., 1996).

#### *Riego de jardines y limpieza.*

Además de todos los consumos ya comentados, la red de distribución también se utiliza para el riego de parques y jardines públicos, así como para la limpieza de calles y sistema de alcantarillado, etc.

**Algunos valores aproximados correspondientes a las dotaciones para riego y limpieza son los que aparecen a continuación (Cabrera et al., 1996):**

- Riego de jardines (zona húmeda): 1,5-3 l/m<sup>2</sup>·día
- Riego de jardines (zona media): 3-6 l/m<sup>2</sup>·día
- Riego de jardines (zona seca): 6-9 l/m<sup>2</sup>·día
- Limpieza de viales: 1-1,5 l/m<sup>2</sup>·día.

- Limpieza de alcantarillado: 15-25 l/m·día
- Limpieza de mercados: 5 l/m<sup>2</sup>·día.

Una vez más, hay que recordar que los valores dados en el epígrafe 3.1 ya incluyen la parte proporcional correspondiente a riego de jardines, limpieza, etc., con lo cual no es necesario realizar ningún tratamiento especial.

### *Incendios.*

A lo largo de todo el abastecimiento deben existir hidrantes para su utilización en caso de incendio. Un hidrante no es más que una toma de caudal en la red de distribución, preparada para que los Servicios de Extinción conecten sus mangueras y puedan llenar los depósitos de los camiones para luchar contra los incendios. De hecho, normalmente los hidrantes de incendio que se encuentran distribuidos a lo largo de la red de uso público se emplean exclusivamente para alimentar las bombas de los equipos de protección contra incendios de los Servicios Municipales.

Actualmente no existe ninguna normativa de ámbito nacional que especifique las condiciones de funcionamiento (básicamente caudal y presión) que deben cumplir estos hidrantes. Tan solo se dispone de las recomendaciones recogidas en el Apéndice 2 (no normativo) de la “Norma Básica de la Edificación. Condiciones de protección contra incendios en los edificios” (NBE-CPI/96).

Por otro lado, en el “Reglamento de instalaciones de protección contra incendios” del Ministerio de Industria y Energía (R.D. 1942/1993 de 5 de noviembre de 1993) se tratan los aspectos hidráulicos de estas instalaciones. Sin embargo, en lo que se refiere a los hidrantes tan solo se referencia la norma UNE correspondiente que normaliza los hidrantes a instalar, con lo cual queda caracterizado el elemento aislado. Pero no se especifica absolutamente nada sobre el sistema: ubicación de los hidrantes, número mínimo a instalar, caudal mínimo, presión mínima, etc.

En el Apéndice 2 de la NBE-CPI/96 se recoge como recomendación la necesidad de disponer de hidrantes en las redes de abastecimiento, *“situados en lugares fácilmente accesibles, fuera del espacio destinado a circulación y estacionamiento de vehículos, debidamente señalizados conforme a la Norma UNE 23.033 y distribuidos de tal manera que la distancia entre ellos medida por espacios públicos no sea mayor que 200 m. La red hidráulica que abastece a los hidrantes debe permitir el funcionamiento simultáneo de dos hidrantes consecutivos durante dos horas, cada uno de ellos con un caudal de 1000 l/min y una presión mínima de 10 mca”*.

Aunque esta presión pueda parecer excesivamente baja, debe tenerse en cuenta que tan solo debe vencer las pérdidas de carga en el propio hidrante y en la manguera que conecta a éste con el camión de los Servicios de Extinción. De esta forma, la red de distribución se emplea únicamente como fuente de suministro para llenar los depósitos de los camiones de los Servicios de Extinción, mientras que los grupos de bombeo instalados en dichos camiones serán los encargados de proporcionar la presión necesaria.

De todas formas, la exigencia de caudales por parte de los hidrantes puede ser muy importante para muchas redes de abastecimiento de pequeña entidad o para algunas zonas concretas de redes de mayor entidad, debido a que los diámetros con que cuenta la red son insuficientes (un ejemplo típico serían los cascos antiguos de algunas poblaciones). Por ello, la norma anterior especifica también que *“en núcleos urbanos consolidados en los que no se pudiera garantizar el caudal de abastecimiento de agua, puede aceptarse que éste sea de 500 l/min, pero la presión se mantendrá en 10 mca.”*

Asimismo, la NBE-CPI/96 señala algunos edificios o establecimientos en los que se deberá contar al menos con un hidrante. En cualquier caso, *“los hidrantes que protejan a un edificio deberán estar razonablemente repartidos por su perímetro, ser accesibles para los vehículos del servicio de extinción de incendios y, al menos, uno de ellos debe estar situado a no más de 100 m de distancia de un acceso al edificio.”*

Los volúmenes de reserva ( $240 \text{ m}^3$ ) y los caudales mínimos ( $2000 \text{ l/min}$ ) que requieren dos hidrantes funcionando simultáneamente durante dos horas, tal y como especifica la NBE-CPI/96, no son especialmente problemáticos cuando se trata de redes de abastecimiento de tamaño grande o mediano. Sin embargo, cuando se trata de redes de pequeñas poblaciones, satisfacer estos requerimientos puede ser realmente complicado. Por ejemplo, para una población de 5000 habitantes con una dotación de  $250 \text{ l/hab-día}$ , el volumen necesario representa casi el 20% del consumo diario total ( $1250 \text{ m}^3$ ), mientras que el caudal exigido por los dos hidrantes supera el caudal punta de consumo de toda la población ( $Q_p = 29 \text{ l/s} = 1740 \text{ l/min}$ ). Por ello, en el caso de pequeñas poblaciones, si la red se dimensiona adecuadamente para la hipótesis de incendio se tiene una red sobredimensionada desde el punto de vista de su funcionamiento normal.

En cualquier caso, para verificar que la red de distribución se comportará de forma adecuada cuando se produzca un incendio, será necesario realizar un análisis de la red bajo estas condiciones y comprobar que en los dos hidrantes más desfavorables se tiene el caudal mínimo y la presión mínima. Lógicamente, para poder realizar dicha comprobación será muy útil disponer de un modelo matemático de la red.

#### 4. CONCLUSIONES.

A lo largo del presente capítulo se ha presentado la metodología para el cálculo de caudales para modelación y diseño de redes de distribución de agua. En lo que se refiere al diseño, básicamente se trata de estimar el caudal medio consumido y el coeficiente punta para, con ambos valores, determinar el caudal máximo. Este valor máximo, lógicamente, será el caudal utilizado para el diseño de la red. En el caso de la modelación de redes, puede interesar el caudal máximo, el caudal medio, el caudal nocturno, etc. En cualquier caso, será necesario estimar todos estos valores como punto de partida tanto para la modelación como para el diseño.

Se han facilitado una serie de valores orientativos que pueden ser útiles cuando no se disponga de información más fiable, pero debe quedar muy claro que hay que intentar buscar los datos más realistas posibles. Obviamente, cuanto mejores sean los datos de partida mejores serán los resultados obtenidos.

Si se trata de una ampliación de una red ya existente, la empresa suministradora conoce (o debe conocer) perfectamente los consumos medios, coeficientes punta, rendimientos, consumos nocturnos, etc., al menos en lo que se refiere a la red completa. Evidentemente, todos estos datos son los que deben utilizarse para modelar la red existente o para diseñar una zona nueva del abastecimiento.

Por otro lado, cuando se trate de una red totalmente nueva, deberán buscarse y analizarse abastecimientos con características similares. Los datos reales obtenidos de dichos abastecimientos, los cuales deben ser conocidos, se extrapolarán a la nueva red objeto de diseño.

Tal y como ya se ha comentado a lo largo del texto, las dotaciones y los coeficientes punta de poblaciones distintas presentan una enorme dispersión, incluso tratándose de abastecimientos de características parecidas. Es por ello que vale la pena dedicar el tiempo

que sea necesario para realizar un análisis lo más detallado posible de los caudales demandados por la red.

## 5. BIBLIOGRAFÍA.

- Arizmendi, J.L. (1991). Instalaciones urbanas. Infraestructura y planeamiento. Tomo II: Infraestructura hidráulica y evacuación de residuos. Ed. Bellisco. Madrid (España).
- Arocha, S. (1978). Abastecimientos de agua. Teoría y diseño. Ed. Vega. Caracas (Venezuela).
- Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento AEAS (2001). Suministro de agua potable y saneamiento en España (2000). VII Encuesta nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración. Ed. AEAS (España).
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F. (1990). Sistemas hidráulicos a presión. Aspectos prácticos de su diseño y explotación. Ed. Generalitat Valenciana. Conselleria d'Agricultura i Pesca. Valencia (España).
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M. y García, M. (1996). Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cabrera, E., García-Serra, J. (1997). Problemática de los abastecimientos urbanos. Necesidad de su modernización. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cesario, A.L. (1995). Modeling, analysis, and design of water distribution systems. American Water Works Association, AWWA. Denver (USA).
- Fuertes, V.S., García-Serra, J., Iglesias, P.L., López, G., Martínez, F.J. y Pérez, R. (2002). Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Hernández Muñoz, A. (1990). Abastecimiento y distribución de agua. Colección SEINOR, N° 6. Ed. Paraninfo. Madrid (España).
- Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación. M.O.P.U. Normas Tecnológicas.
- Ministerio de Industria y Energía (1993). Reglamento de instalaciones de protección contra incendios. Real Decreto 1942/1993 de 5 de noviembre de 1993. B.O.E. de 14 de diciembre de 1993.
- Ministerio de Obras Públicas (1976). Normas para la redacción de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento de poblaciones.
- Ministerio de Obras Públicas (1996). Norma Básica de la Edificación. Condiciones de protección contra incendios en los edificios. NBE-CPI/96. Real Decreto 2177/1996 de 4 de octubre de 1996.

## CAPÍTULO 14.

# ASIGNACIÓN DE CARGAS A UN MODELO MATEMÁTICO

**F. Javier Martínez Solano**

**Gonzalo López Patiño**

**Vicente S. Fuertes Miquel**

**Rafael Pérez García**

### 1. INTRODUCCIÓN.

Verdaderamente es una cuestión muy compleja prever el volumen de agua que necesitará una población dentro de un período determinado de años, debido a la influencia que tienen un gran número de factores de difícil control. Por ello, tiene gran importancia observar y detectar lo más pronto posible las desviaciones que pueden surgir para corregir así los planteamientos iniciales. Sin duda, no se trata de valores constantes en el tiempo, sino que pueden verse afectados por el crecimiento de la población, el incremento del nivel de vida, cambios en el consumo de unos meses a otros por tratarse de zonas turísticas, los niveles de presión, el estado de conservación de la red (nivel de fugas), etc.

Por otro lado, el volumen de agua que se suministra durante las 24 horas del día sufre importantes variaciones, tanto más acusadas cuanto menor sea el tamaño del abastecimiento, que caracterizan e identifican el comportamiento social y económico del mismo. Estas variaciones son función de las costumbres de la población, del grado de actividad predominante en el abastecimiento (doméstico, comercial, industrial, turístico, etc.), del nivel de presiones (mayores presiones dan lugar a consumos instantáneos más elevados), etc. Además, el nivel de fugas en la red condiciona la modulación del consumo a lo largo del día. Así pues, el conocimiento de la distribución temporal de la demanda es imprescindible para el cálculo de los caudales punta, básicos cuando se realiza el diseño de una red.

Debe constatarse la importancia que tiene conocer el fin con el que se realiza la previsión. Por ejemplo, para determinar los volúmenes de recursos hídricos necesarios será suficiente conocer las necesidades globales y el consumo medio mes a mes. Sin embargo, para el diseño de instalaciones de almacenamiento o cálculo de conducciones generales resultará necesario determinar la evolución del consumo a lo largo del día y los valores punta esperados, pues el cálculo se deberá realizar para la situación más desfavorable (el momento de mayor consumo).

Para una red que ya esté en funcionamiento se contará con datos históricos de volúmenes vertidos a red, facturaciones a los abonados, así como una estimación de los niveles de agua no registrados. Con todos estos valores es posible realizar un análisis para

predecir la evolución de las dotaciones. Por otro lado, si se cuenta con datos de registros de caudales inyectados (totales o parciales) a lo largo del día, se puede disponer de las curvas de modulación horaria y estacional de todo el abastecimiento o de sectores del mismo, respectivamente.

Para el diseño de nuevas instalaciones se pueden contrastar los datos con los referentes a otros abastecimientos de similares características: población, nivel de vida, desarrollo industrial, etc.; o del mismo abastecimiento si se trata de una ampliación. En cualquier caso, las dotaciones de distintas poblaciones presentan una gran dispersión, incluso tratándose de asentamientos de similares características, debido al gran número de variables que influyen:

- Existencia o no de contadores por abonado.
- Diferencias en los tipos de actividades comerciales o industriales.
- Condiciones climáticas.
- Atracción turística durante algunos meses concretos.
- Utilización de la red de agua potable para riego de jardines privados y otros usos recreativos.
- Volúmenes variables de agua no registrada: por fugas, errores en contadores, tomas clandestinas, etc.
- Niveles de presión en la red. Obviamente, cuanto mayor sea la presión, mayor será el volumen fugado y el consumo registrado.

En los próximos epígrafes se pretende estudiar la asignación de cargas a un modelo matemático. Tras hacer un repaso a las distintas técnicas existentes para la asignación de cargas a un modelo, se ha presentado una metodología para considerar el desigual reparto temporal del caudal, proponiéndose un método para el análisis de redes a través de modelos de detalle con caudales extremos. El capítulo se ha completado con un ejemplo ilustrativo de este método en una red mallada.

## 2. BALANCE HÍDRICO DE UN ABASTECIMIENTO.

### 2.1. Distribución espacial y temporal del consumo

En el capítulo correspondiente a la modelación matemática de una red en servicio, se han presentado las fases de que consta la elaboración de un modelo matemático de una red de distribución de agua. Quizás la fase crítica en la elaboración de un modelo matemático de una red es la simplificación o esqueletización del mismo. Sea cual sea la opción de simplificación elegida, siempre ha de estar sujeta a una máxima: es preferible incluir en el modelo una línea de más que eliminar una línea importante en el funcionamiento de la red. Este aspecto es quizás el que más ha dificultado la simplificación sistemática de los modelos por ordenador. También es un argumento, junto a la potencia continuamente creciente de los ordenadores, para evitar este importante proceso en la elaboración de los modelos matemáticos. Sin embargo, incluso si se trata de un modelo de detalle, nunca se llegará hasta el detalle del punto real de consumo, es decir, el aparato que suministra agua al abonado. Es decir, en cualquier caso, siempre va a existir un mayor o menor grado de simplificación en el modelo.

Por tanto, se ha de recurrir a alguna forma de abstracción que permita efectuar un reparto de consumos. Este proceso de reparto de consumos, o *asignación de cargas*, del



modelo requiere la utilización de ponderaciones para obtener valores medios tanto en el ámbito espacial como temporal, en lugar de valores puntuales o instantáneos.

Así, puesto que la red se ha simplificado o *esqueletizado*, es frecuente que muchos abonados o usuarios individuales deban asignarse a un mismo nudo de la red. Esto supone en cierta medida una promediación espacial de los consumos, puesto que los criterios de agrupamiento suelen estar basados en parámetros espaciales, como la calle o la manzana donde reside cada abonado. Del mismo modo, conforme se calcula un modelo, se sigue produciendo una suavización de los consumos, pues las tuberías principales abastecen a un número de usuarios cada vez mayor, abarcando igualmente un área geográfica también mayor.

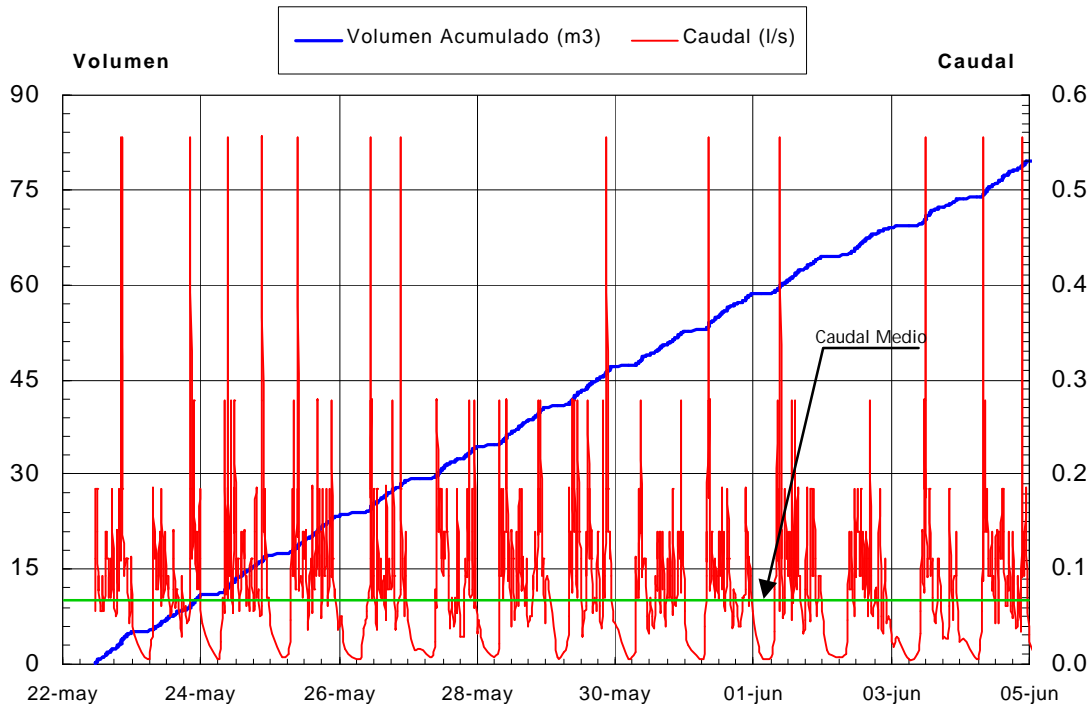
Por otra parte, si se utilizan modelos estáticos o cuasi-estáticos, se calculan valores medios a lo largo de un intervalo de tiempo y no valores instantáneos. La amplitud del intervalo de cálculo suele estar comprendida entre 1 minuto y 1 hora en la mayoría de los casos. A modo de ejemplo, en la **Figura 14.1** se muestra el resultado de unas mediciones realizadas en un edificio de Valencia. En ella se puede comprobar la diferencia existente entre los valores instantáneos medidos mediante el concurso de un *data-logger* o registrador de datos, y el valor del caudal medio obtenido al promediar el volumen total consumido. La diferencia entre unos y otros es extremadamente grande. Esto obliga a condensar la información disponible de caudal inyectado, promediándola para intervalos de tiempo de esa amplitud, o bien a utilizar valores de facturaciones que en muchos casos serán mensuales e incluso bimensuales. En definitiva, tratamos de obtener una curva de evolución temporal de los consumos, o *curva de modulación* en unos intervalos que rara vez serán los correspondientes a las mediciones. Esta modulación temporal de los consumos hace que los picos de caudal se suavicen. Por ello en el caso de que el objetivo perseguido sea comprobar la respuesta de la red ante situaciones excepcionales, estaremos partiendo de datos que siendo ciertos, no representarían la realidad del consumo en estas situaciones. Aunque no de manera generalizada, la afirmación anterior sí será cierta, al menos en aquellas conducciones de menor tamaño, o mejor dicho, que abastecen a un menor número de abonados. Igualmente, los modelos de detalle son los principales afectados por este problema.

En el presente capítulo se propone una metodología para asignar cargas a modelos tanto simplificados como de detalle. La metodología consta de tres partes bien diferenciadas. La primera parte corresponde a la gestión de abonados, o determinación de los consumos que han de ser satisfechos por la red. En esta primera parte se distinguen dos casos claramente diferenciados:

- cálculo de caudales correspondientes a una situación actual a partir de las bases de datos de abonados y de operación, o
- cálculo de caudales proyectados en un futuro a corto o medio plazo, donde se carece de la información de la facturación de los abonados.

La segunda parte hace un repaso a distintas técnicas de asignación de cargas. Las técnicas clásicas de asignación de consumos se basan en estos caudales para realizar los cálculos de funcionamiento de la red. Sin embargo, se demostrará que utilizar estos caudales combinados con una curva de modulación da lugar a errores cuando se trabaja con modelos con un alto nivel de detalle. Por ello, el capítulo se cierra con la determinación

de los caudales máximos más probables para su asignación a modelos de detalle con poca laminación de picos de caudal.



**Figura 14.1. Comparación entre caudales almacenados en un registrador y el caudal medio obtenido a partir del volumen acumulado. (Adaptada de Martínez Tortajada, 1998).**

## 2.2. Análisis de consumos y determinación de caudales medios.

Básicamente, el modelo matemático de una red de distribución de agua tiene dos aplicaciones fundamentales. Estas son analizar la red en su estado actual y predecir el funcionamiento de la misma en escenarios futuros. En el primer caso, el modelo ayuda a la operación de la red, mientras que en el segundo caso se dice que se trata de un modelo de planificación.

En cualquiera de los dos casos, la red de distribución está pensada para satisfacer la demanda de agua en los puntos de consumo de la misma. El planteamiento más habitual en el análisis de una red de distribución de agua potable ha de ser, por tanto, el de disponer de unos nudos de presión conocida (habitualmente los pozos de producción y los depósitos de la red) y otros nudos de caudal conocido, denominados genéricamente nudos de consumo. Con este planteamiento, los resultados que se esperan conseguir son, de un lado, las presiones en dichos nudos de consumo y, de otra parte, los caudales intercambiados en los depósitos o aportados por cada una de las instalaciones de producción.

Si para analizar la red de abastecimiento se ha optado por la elaboración de un modelo matemático de la misma, será necesario determinar los caudales demandados en cada uno de los nudos de consumo. El problema surge cuando no se tiene información precisa de esta demanda de agua en los puntos de consumo. El proceso por el cual se estiman los consumos en los nudos del modelo matemático se denomina comúnmente *cargar* el modelo o *asignar cargas* al modelo. La asignación de cargas incluye dos procesos simultáneos. Por una parte, se ha de hallar el caudal medio esperado en cada nudo de la red. Además, será

necesario realizar una adecuada asignación espacial de dichos consumos, pues durante el proceso de simplificación de la red muchos de los elementos de la misma han sido eliminados.

Otro hecho que ha de tenerse en cuenta para la asignación de consumos es el desigual reparto temporal de los mismos. En función de los objetivos perseguidos por el modelo, este hecho habrá de ser tenido en cuenta de una forma o de otra. Así por ejemplo, en el caso de un modelo arterial para la regulación óptima de la red, lo más importante será tener un conocimiento muy preciso del funcionamiento de la red a lo largo de períodos de tiempo más o menos largos (un día, una semana o un año, por ejemplo). En estos casos, será necesario obtener una curva de modulación de la demanda, es decir, una curva de variación temporal del consumo. Resulta evidente que este tipo de situaciones aconsejan utilizar modelos dinámicos o con simulación en período extendido (también llamados cuasi-estáticos).

Por contra, si el objetivo del modelo es estudiar la vulnerabilidad de la red frente a situaciones excepcionales o simplemente en una situación futura, será necesario disponer de un conocimiento general de la misma en dichas situaciones. Se estudiará por tanto un *escenario probable* de funcionamiento de la red. En estos casos, rara vez se utilizan modelos dinámicos, sino que se utiliza un modelo estacionario con una asignación de cargas basada en unas demandas proyectadas para dicho escenario. Puesto que existe la posibilidad de analizar distintos escenarios, se denomina estado de carga de la red a cada una de las situaciones de consumo reproducidas en cada uno de los escenarios.

A continuación se describen sendos métodos para la determinación de los caudales medios que se han de asignar a un modelo para los casos de un consumo actual o un consumo proyectado. El resultado se corresponde con un estado medio de carga de la red. Para realizar simulaciones estáticas se debe adoptar el estado medio de carga en la red que se produce en el escenario reproducido por dicha simulación. En la simulación dinámica será necesario reproducir la curva de modulación de la demanda en los nudos a lo largo de la simulación.

### **2.3. Obtención del caudal medio correspondiente a un instante actual.**

Cuando se pretende realizar una simulación sobre el estado actual de la red, en general es posible disponer de información sobre caudales. Antes de comenzar con estudio sobre el desglose o clasificación de los consumos, ha de realizarse una primera distinción en función del origen de los datos disponibles. Los datos utilizados para determinar los consumos tienen dos fuentes claramente diferenciadas: volumen inyectado y volumen facturado. Así, mientras que el volumen inyectado se mide en los puntos de inyección (pozos y depósitos de cabecera, principalmente), los volúmenes facturados se miden en el punto de consumo.

El volumen inyectado en la red es generalmente fácil de conocer, pues tan sólo es necesario disponer de caudalímetros o cualquier otro dispositivo de medición de caudales en los puntos de inyección. Sin embargo, obtener el volumen consumido no resulta tan sencillo. En el mejor de los casos, la información disponible no pasará de unos volúmenes facturados con una periodicidad entre mensual y trimestral. Este nivel de detalle que se tiene de ellos resulta insuficiente y rara vez se dispone de la clasificación del usuario o de una descripción del patrón de consumo más allá que la sucesión de lecturas.

La diferencia entre el volumen inyectado y el volumen facturado o contabilizado es el volumen perdido, lo que da lugar a un rendimiento hidráulico de la red lógicamente inferior a la unidad.

En cuanto a la asignación de consumos también se distinguen entre aquellos que son contabilizados y los no contabilizados. Se consideran consumos contabilizados aquellos que

son controlados tanto en valor como en ubicación. Fundamentalmente, son los consumos que se registran o facturan al abonado del servicio de distribución. Son consumos no contabilizados aquellos que o bien no se conoce su cuantía o no se conoce su ubicación exacta en la red. Es un caso típico de consumo no contabilizado el de las fugas de agua en la red de distribución.

#### 2.4. Fuentes de error en la determinación de los consumos

Durante el proceso de validación y calibración de un modelo, es necesario tener presente cuáles son las posibles fuentes de error cometido, par así poder tenerlo en cuenta como un parámetro propio de la calibración. Así, durante la determinación de la demanda media, se presentan cuatro fuentes de error:

- a) Balance hídrico del sistema. Hace referencia a la falta de coincidencia entre el volumen total inyectado en la red y el volumen total consumido. Estas divergencias vienen, de una parte, de la presencia de caudales incontrolados (fugas, errores del contador, estimaciones de lectura, etc.); y, de otra parte, del hecho de que, en determinadas ocasiones, se extrapolan valores de caudal obtenidos para un determinado instante con datos correspondientes a otro período de tiempo. Es el caso de utilizar un modelo calibrado para los meses de mayor consumo (incluidas las fugas) y aplicarlo tal cual a un período de consumo normal.
- b) Consumo incorrecto en los nudos. Es el error más habitual. Cuando se recurre a un método de asignación de cargas a un modelo simplificado, implícitamente se están admitiendo una serie de simplificaciones que conllevan un error en dicha asignación. Desde el momento en que el consumo de un abonado se presenta como un consumo medio constante e independiente de la presión, existe este error. El proceso de calibración debe minimizar el efecto de este error en el funcionamiento global del modelo, pero su eliminación es prácticamente imposible, pues pasaría por representar todos y cada uno de los grifos del abastecimiento y representar los consumos como dependientes de la presión con una válvula cutas pérdidas fueran la de los grifos de una vivienda.
- c) Distribución temporal incorrecta de las demandas. Es relativamente habitual que para el estudio de una red a través de un modelo se utilicen un número limitado de curvas de modulación. Esto equivale a asumir que, por ejemplo, todos los abonados domésticos siguen un mismo patrón de consumos, independientemente de aspectos socioeconómicos como el horario laboral, la edad o el número de hijos. En ocasiones, esta simplificación llega a asimilar todos los consumos con el mismo patrón (independientemente incluso de si es un consumo doméstico, industrial o comercial). Por otra parte, el método para obtener el consumo medio por abonado (basado en facturaciones) es en sí mismos muy inexacto, pues el período entre lecturas es de uno o dos meses y se asume que el consumo se mantiene constante en estos dos meses. Además, puesto que no todas las lecturas se realizan el mismo día a la misma hora, se tiene una colección de consumos no coincidentes en el tiempo. Por último, en algunos casos es posible incluso que se sustituyan las lecturas del contador por estimaciones de consumo, lo cual hace todavía menos fiable el caudal medio calculado para los abonados.

- d) Distribución espacial incorrecta de las demandas. Consiste en asignar consumos de unos abonados a nudos que no les corresponden. Este error es intrínseco al proceso de simplificación de una red y, al igual que sucede con la magnitud de la demanda, es un error que debe minimizarse mediante un adecuado proceso de calibración del modelo, pero que es prácticamente imposible de eliminar, a menos que se opte por una asignación directa de los consumos previa a la simplificación, tal y como se describe en el apartado 3.4 de este capítulo.

### **2.5. Obtención de una estimación del caudal proyectado**

Para la realización de cualquier cálculo hidráulico en una red de distribución el consumo demandado a la red debe ser conocido. Además, este consumo debe ser correctamente asignado, es decir, ubicado en el espacio y distribuido a lo largo del tiempo.

Hasta ahora se ha supuesto que se dispone de los datos fundamentales para dicha asignación. Es decir, se dispone al menos de los datos de facturación de los abonados y de los datos de volumen inyectado en la red. Con estos datos se procede al cálculo del caudal medio demandado en cada uno de los nudos. Si además se tiene acceso a datos de volumen inyectado, es posible incluso hacer una estimación de las pérdidas de agua en la red, mejorando dicha asignación de cargas.

En cuanto a la distribución temporal de dichas demandas, la alternativa tradicional pasará por la utilización de las curvas de modulación y un análisis realizado con cualquier simulador de redes de agua en período extendido.

El planteamiento visto hasta ahora es muy eficaz para realizar un análisis de la red con la finalidad de analizar el funcionamiento de la red en el estado actual. Esto permite utilizar el modelo matemático como herramienta para la toma de decisiones estratégicas, tales como regulación de las estaciones de bombeo, manipulación de las válvulas reguladoras o identificación de necesidades de la red.

Cuando se ha de realizar un modelo, ha de tenerse en cuenta por un lado de qué datos se dispone y por otro lado para qué se va a utilizar el modelo. Como se describió en capítulos anteriores, los modelos matemáticos de las redes de distribución de agua admiten múltiples usos según qué criterio se utilice para realizarlas.

Desde el punto de vista de la utilización que se va a hacer del modelo, estos se agrupan principalmente en modelos de análisis, cuyo objetivo es el conocimiento actual de la red, con mayor o menor detalle; y los modelos de diseño o planificación, cuyo misión principal es determinar necesidades futuras de infraestructuras o estrategias a seguir con las infraestructuras actuales. Desde el punto de vista de los datos, la diferencia entre ambos en, por lo general, bastante clara:

- Los modelos de análisis se basan en información actual, lo cual quiere decir que está disponible y el principal problema consiste en obtenerla.
- Los modelos de diseño se basan en eventualidades, como pueden ser una rotura accidental o el crecimiento de la red a causa de una expansión de la zona de servicio.

Salvo excepciones, en el primer caso los datos de demanda son relativamente fáciles de conseguir, aunque sea con una calidad baja. Así, el caudal inyectado se obtendrá de los caudalímetros que pudieren existir. Incluso en el caso de que éstos no existan, su obtención pasará por instalar algunos de ellos en los puntos de inyección de agua en la red. por otra

parte, los datos de volumen consumido se pueden obtener de los registros de facturaciones. Estos últimos suelen tener una mala calidad, pues se trata de mediciones que se realizan con una periodicidad bimensual en la mayor parte de los casos, por lo que sólo aporta información sobre el caudal medio consumido. En cualquier caso, para determinar el comportamiento medio de la demanda es suficiente y, de hecho, es la vía de obtención de datos de caudal más extendida.

Sin embargo, hay ocasiones en que los datos necesarios para la asignación de cargas no están disponibles o resultan de difícil adquisición. Es el caso de modelos correspondientes a abastecimientos donde no se realiza una medición del caudal o del volumen consumidos. Esta última es una posibilidad tristemente frecuente en abastecimientos a pequeñas poblaciones.

Por otra parte, los modelos utilizados para la planificación de la red a corto o medio plazo deben trabajar con demandas futuras que han de ser estimadas. Dicho de otra forma, han de trabajar con unas cargas o consumos del modelo que no hay ninguna posibilidad de medir. En estos casos, la ausencia de estos datos obliga a utilizar estimaciones o estadísticas para determinar el caudal que se demanda en cada nudo. Para encarar el problema de la modelación de una red de la cual se desconocen los consumos es necesario disponer de información adicional a la propia de la red. Esta información incluye (Martínez et al., 2002):

- Mapa de usos del suelo (por ejemplo a partir de un Plan General de Ordenación Urbana).
- Densidad de población por zonas, barrios o distritos.
- Altura máxima edificable de cada parcela.
- Zonas de uso industrial y tipos de industria.
- Históricos de consumos en aquellas zonas donde éstos estén disponibles.
- Previsiones de crecimiento de población y de aumento de la demanda de agua.
- Futuras ampliaciones urbanas.

En el caso del diseño de redes, además de desconocerse el volumen facturado, también es frecuente que el propio trazado de la red forme parte del problema.

Como se puede observar, gran parte de la información antes detallada tiene un carácter mixto geográfico y alfanumérico. El SIG ha demostrado ser una herramienta muy eficaz en la utilización de datos geoestadísticos en otros campos de la ingeniería y constituye una buena herramienta también en este caso.

### 3. TÉCNICAS DE ASIGNACIÓN DE CARGAS.

No cabe duda de que la distribución de consumos en los nudos del esqueleto de una red es una de las fases más importantes de todo modelo matemático. Es por ello por lo que se hace necesario recoger en una base de datos todos los consumos de la red, para posteriormente especificar la forma en que éstos van a estar repartidos.

El máximo detalle en esta labor se conseguiría conociendo en cada instante, el consumo de todos y cada uno de los abonados, al que se añadirían fugas y consumos no registrados (fraudes, caudales por debajo del umbral de arranque de los contadores, etc.). Estos conceptos no se conocen, pero pueden ser estimados en cualquier instante.

Lo ideal sería pues tener una base de datos que dispusiera de un fichero de abonados en el cual figurara la siguiente información:

- Clave, o identificativo del abonado.
- Calle, donde se encuentra la acometida.
- Número, referido al de la vivienda del abonado.
- Puerta.
- Tipo de Uso: doméstico, industrial, comercial, público, riego, etc...
- Calibre del contador de cada acometida.
- Consumos, deducibles a partir del volumen consumido en cada trimestre.

Este grado de detalle (un nudo a cada abonado) es el óptimo deseable, pero es obvio que no se puede conseguir. Por ello será preciso recurrir a otros criterios de asignación de estos caudales al modelo:

- Un nudo a cada acometida.
- Un nudo a cada calle.
- Un nudo a cada zona o barrio.

El proceso de asignación de cargas consiste en pasar del consumo facturado de cada abonado a una demanda media en el nudo del modelo. El método utilizado dependerá de cómo tiene estructurada su información el servicio de abastecimiento. Sin embargo, de forma general se siguen los siguientes pasos (Cesario, 1995):

1. Determinar una curva de demanda. En general se aplicará la misma a toda la red salvo que se disponga de información sobre el comportamiento específico de distintas zonas.
2. Ubicar a cada abonado. A partir de su dirección o su ubicación en el plano, cada abonado ha de ser abastecido desde un punto del modelo de la red. El método tradicional para esta ubicación es el de asignar el abonado al nudo más próximo, ya sea geográficamente (sobre el plano) o hidráulicamente (siguiendo el trazado de las conducciones).
3. Determinar el caudal medio consumido por cada uno de los abonados.
4. Combinar el caudal medio de cada abonado con la correspondiente curva de modulación para obtener el patrón de consumos diario.
5. Sumar en cada nudo de consumo los caudales correspondientes a todos los abonados que han sido asignados al mismo.
6. Asignar el resultado anterior como demanda del nudo correspondiente.

En el caso de optar por el modelo dinámico, el proceso de asignación de cargas debe incluir también la caracterización en los nudos de la modulación temporal de la demanda. El proceso de asignación de consumos se completa por tanto dando a cada nudo una curva de modulación estándar que contemple la variación temporal de la demanda instantánea en el nudo.

A continuación se presentan algunos métodos de asignación de cargas comúnmente utilizados.

### **3.1. Asignación de consumos unitarios por calle.**

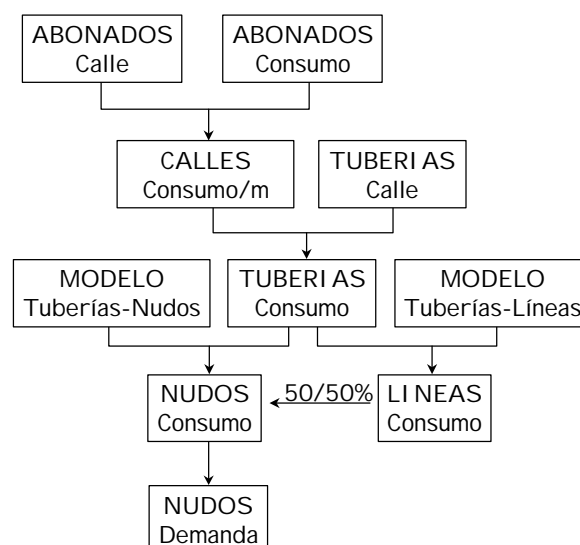
Este método de asignación de cargas aparece descrito, entre otros, en García-Serra (1984). Para la implantación de este método es necesario utilizar al menos tres bases de

datos distintas: una de abonados, otra de infraestructuras y otra que recoja los datos del modelo matemático.

Con la base de datos de los abonados es posible determinar el volumen facturado por cada uno. Esto, junto con la información almacenada de la dirección, permite obtener el consumo total en cada calle. A continuación se calcularían los metros de cada tubería que transcurren por cada calle. Esta información quedará guardada en la base de datos de infraestructuras. Con ambos datos (consumo total por calle y longitud de tubería contenida en cada calle) se determinará el consumo unitario por metro de calle. Multiplicando este consumo unitario por la longitud de cada tubería que discurre por la calle, se obtiene el consumo por tubería.

Por otra parte, durante el proceso de simplificación de la red se ha debido elaborar una base de datos que recoja qué tuberías se han simplificado, cuáles se mantienen y qué relación hay entre ellas. Con esta información y el consumo por tubería real de la red, utilizamos esta base de datos de esqueletización de la red para pasar el consumo por tubería de la red a consumo por línea del modelo.

Puesto que en la mayoría de programas disponibles comercialmente para la resolución de redes los únicos elementos que admiten caudales como dato son los nudos, los consumos de línea se reparten entre los nudos extremos y se suman a los consumos de nudos para obtener la demanda.



**Figura 14.2. Esquema de asignación de cargas basada en los consumos unitarios por calle.**

En la **Figura 14.2** se puede ver el esquema que relaciona las diferentes bases de datos de este proceso. La asignación por consumos unitarios le aporta además mayor precisión al proceso de asignación, pues tiene en cuenta el reparto real por las tuberías de la red.

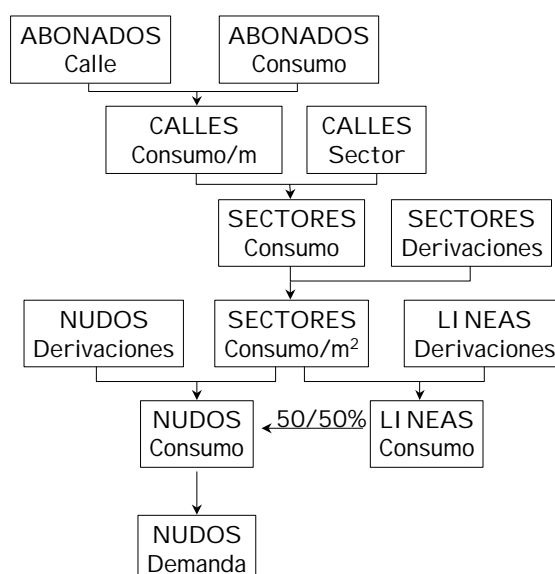
### 3.2. Asignación por derivaciones de líneas y nudos.

Este método se ha aplicado con éxito en redes tales como la de Valencia (López, 1994), lo cual da idea de su adecuación a grandes redes. El proceso de asignación va a consistir en:



calcular los consumos por calles relacionando la base de datos de abonados (en la que se conoce además del volumen facturado, la localización de la acometida de la que se sirve el abonado) con la base de datos de calles. En esta última, con el fin de evitar ambigüedades, cada calle se codifica mediante un número único. De cada calle se conoce a qué sector de consumo del modelo pertenece. En general, estos sectores deben ser determinados por el modelador y se hacen coincidir con las mallas principales de la red. De esta forma, se puede obtener el consumo total de cada sector sumando el de todas las calles que pertenecen al mismo.

La particularidad de este método de asignación de cargas viene dada porque ahora se crean dos nuevas bases de datos: una con las de derivaciones de línea (ramificaciones interiores que se han eliminado y cuyos consumos se han de asignar a una línea) y otra con las derivaciones de los nudos (en este caso, el nudo de conexión de la línea con la malla permanece en el modelo y es éste el que recibirá el caudal durante el proceso de asignación). Cada una de ellas contienen todas las derivaciones que, de las líneas y nudos que cierran la malla, parten hacia el interior del sector de consumo, con su respectiva sección.



**Figura 14.3. Esquema de asignación de consumos por derivaciones.**

Se calcula una sección equivalente de derivación hacia el sector sumando las capacidades de transporte de cada derivación. Dividiendo el consumo total en el sector por la sección equivalente de paso, se calcula una velocidad media de circulación por cada derivación. Multiplicando la sección de cada derivación por la velocidad media de circulación se obtiene un caudal extraído por cada una de las derivaciones.

A continuación han de sumarse los caudales derivados por cada línea que cierra la malla y repartirlos al 50% entre los nudos extremos. En los nudos se suma el caudal derivado desde ellos al que le llega del reparto del caudal derivado por las líneas, obteniendo la demanda total en el nudo.

En la **Figura 14.3** se puede observar como se relacionan las diferentes bases de datos del esquema de asignación. El proceso de asignación por derivaciones tiene en cuenta el reparto real de consumos dentro del sector y por ello posee mayor precisión que la asignación por sectores que se va a describir a continuación. Sin embargo, también se trata

de un método más complejo que sólo se justifica si el tamaño de la red es suficientemente grande.

### 3.3. Asignación por zonas del modelo.

Una descripción de este método se puede encontrar en la elaboración del modelo estratégico de la red de agua potable de Jávea en Alicante (Martínez, 1994).

Este método de asignación de cargas comienza por la definición de unas zonas de facturación, las cuales se pueden definir siguiendo diferentes criterios:

- Rutas de facturación seguidas por los lectores de contadores
- Sectores de la red, total o parcialmente aislados en pisos de presión
- Zonas residenciales perfectamente delimitadas, como pueden ser las urbanizaciones
- Mallas cerradas del modelo

El proceso consiste en sumar el consumo de todos los abonados que quedan dentro de una determinada zona, obteniendo el consumo total del sector y luego repartirlo entre los nudos del modelo que pertenecen a dicha zona. La demanda en el nudo se obtiene sumando el consumo asignado procedente de cada una de las zonas a las que pertenece. Es necesario indicar aquí que, tras el proceso de simplificación de la red un mismo nudo puede pertenecer a varias zonas en función del proceso de “herencia” de abonados que haya sufrido.

A modo de ejemplo se explica el proceso seguido para la mencionada red de la población de Jávea (Alicante). Jávea es un municipio turístico que cuenta con unos 16000 habitantes durante la mayor parte del año, si bien en verano esta cifra se dispara hasta los 60000, por lo que el consumo es claramente estacional. Sirva de ejemplo decir que el consumo de un día medio del mes de Agosto es más de tres veces el de un día medio del mes de Enero.

La red abarca una superficie de unos 40 km<sup>2</sup>, lo que da idea de la gran extensión de la misma. Existe un núcleo en el que se encuentra la inmensa mayoría de los residentes habituales, y diversos núcleos, más o menos dispersos, en los que se encuentra la mayoría de la población estacional.

Para la aplicación de esta técnica de asignación de cargas a la red de Jávea se estableció en primer lugar un criterio para aislar aquellos consumos que por su volumen se pueden considerar suficientemente influyentes en el comportamiento de la red. Estos se marcaron bajo la denominación de *consumidores importantes*. Por otra parte, la definición de las zonas se hizo basada en las rutas de facturación. Esto simplificó bastante el proceso, al estar ya presente en la base de datos de abonados.

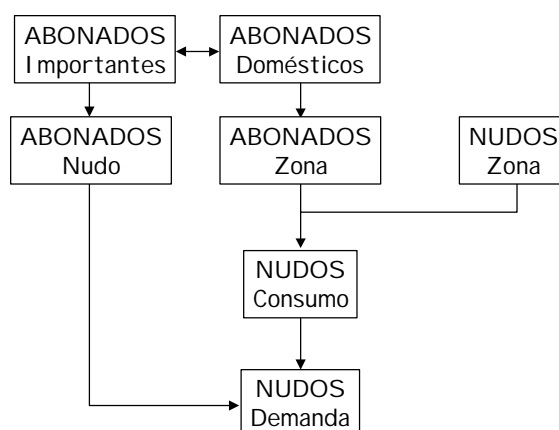
En este caso se manejan tres bases de datos:

- Base de Datos de Abonados  
En ella, entre otros datos que carecen de interés para el objeto perseguido en este capítulo, quedan guardados los datos de la facturación, la identificación del abonado, el tipo de consumo a efectos del modelo (público, importante o normal) y la ruta de lectura a la que pertenece (la zona).
- Base de Datos de la Red  
En ella se incluyen todos los elementos que forman parte de la red de agua potable, con sus características más importantes. En esta base de datos fue necesario crear un nuevo campo que indicase a qué zona pertenecía cada elemento de la red.

- Base de Datos del Modelo

En ella se recogen tanto las tuberías como los nudos donde se totaliza la demanda de los mismos. Las líneas del modelo tienen datos de diámetro y longitud que no se corresponden necesariamente con la realidad. Se trata de longitudes y diámetros equivalentes, resultantes del proceso de simplificación de la red y, más concretamente, del la asociación de tuberías, bien en serie, bien en paralelo. Además, los nudos incluyen un campo de demanda, donde se añadirán los caudales estimados tras el proceso de asignación. Así mismo, los nudos del modelo tienen sendos campos zona y categoría, utilizados para la asignación de cargas.

Evidentemente, para automatizar el proceso de asignación de cargas se utilizaron bases de datos relacionales que permiten, mediante lenguaje de programación (SQL), diseñar aplicaciones que relacionan y operan con los datos que las componen. En la **Figura 14.4** se observa cómo quedaría de modo esquemático el proceso de asignación de cargas por zonas, el cual se describe más ampliamente a continuación.



**Figura 14.4. Esquema de asignación de consumos por zonas del modelo.**

Una vez tenemos ya definido el esqueleto de la red, que será el que constituya el modelo, se ha seguido el siguiente proceso de asignación de cargas:

- 1º) En primer lugar, se ha identificado cada abonado con un ruta de facturación, a fin de saber qué caudal se factura en cada zona. Este proceso es automático, ya que en la propia base de datos de abonados aparece un campo ZONA que sirve para este fin. Por tanto, cuando se reciben los datos de volúmenes facturados, estos ya aparecen repartidos entre las distintas zonas en que está dividida la red.
- 2º) A continuación, también se ha de ver que líneas y nudos de la red se incluyen dentro de cada zona. Esta faena se basa en la base de datos anterior y es, probablemente, la más laboriosa de todas. Sobre el plano completo de la red se ha de identificar cada acometida y relacionarla con la correspondiente zona. De esta manera se puede obtener un plano que señale qué áreas de la red se corresponden con cada zona.

Una vez se ha dado este paso, habrá de compararse el plano completo con el correspondiente al esqueleto. Así, podemos asignar cada nudo y cada línea del esqueleto a una zona de facturación. Aún así, hay muchos nudos que por su posición será difícil de asignar a una zona determinada. No es de extrañar, pues, que algunos nudos tengan asignados caudales que proceden de varias zonas a la vez.

- 3º) Por último, se ha hecho un reparto proporcional de los consumos de cada zona entre todos los nudos incluidos en la misma y que tienen caudal. Este reparto se ha hecho atendiendo a un criterio de dotaciones, esto es, el caudal asignado a cada nudo estará en relación con el número de abonados que han sido asignados a ese nudo. Sin embargo, esta relación tampoco ha sido lineal debido a la dificultad que entrañaba el localizar uno por uno todos los abonados dentro de la red. Se ha hecho una estimación de la cantidad de abonados que había en cada punto y se han establecido categorías de nudos, según estuvieran en zonas con alta concentración de abonados o no.
- 4º) En cualquier caso, los abonados considerados como consumos importantes, así como los consumos públicos, han sido asignados directamente a los nudos correspondientes, sin entrar en ningún tipo de estimación. El motivo principal es que la concentración de semejantes consumos en un sólo punto suele acarrear algún desequilibrio en la red, tales como pérdidas de carga anormalmente altas o caídas de presión. Además, entran otras matizaciones como asegurar el suministro a aquellos consumidores que pudieran resultar estratégicamente importantes.
- 5º) Hasta aquí se ha tratado el reparto de los consumos facturados, y el resultado de este trabajo queda reflejado en dos bases. La primera de ellas recoge la información referente a qué porcentaje de consumo de cada zona se asigna a cada nudo. En ella podemos observar, como ya se ha comentado, que hay nudos a los que se les ha asignado un porcentaje de consumo de varias zonas a la vez, como consecuencia de la asociación de tuberías. La segunda de las bases recoge la información propia de cada consumidor importante (código, dirección, carácter, etc...) y los datos de las facturaciones y además incluye también un campo en el que se indica la zona a la que corresponde el consumo y el nudo al que va asignado el consumo de ese abonado. Estas dos bases serán de gran utilidad en la implementación de un método automático de carga de consumos para distintos eventos que se deseen simular en el modelo.
- 6º) Ahora, falta cuantificar de alguna forma los consumos no facturados y los consumos facturados que se sospecha que no son fiables. Para ello será necesario contrastar los datos de consumos de que se dispone con los datos de los caudalímetros que nos cuantifican el caudal inyectado en la red. En algunas zonas se llegó a detectar hasta un 30 % de abonados a los que no se les había hecho lectura de los contadores. Además, también habrá de ser tenido en cuenta el rendimiento de la red en lo que se refiere a fugas de agua. Este rendimiento de la red se ha estimado en un 60%, parámetro que se ha incluido en el cálculo de cargas a asignar a cada nudo como un coeficiente multiplicador del consumo. A falta de otros datos, este rendimiento se ha considerado proporcional a los caudales circulantes por cada tubería. Esta suposición, si bien es bastante buena, suele venir acompañada de un factor que sería proporcional a la longitud de la tubería, aunque este punto complicaría extremadamente los cálculos, y lo que se pretende con el modelo es justamente lo contrario, simplificarlos lo más posible sin pérdida significativa de información.

Otro parámetro que también se ha incluido en el cálculo de las cargas a asignar es el desfase que hay entre el momento de la lectura de contadores y el momento en que se han producido los consumos. Como ya se ha comentado el abastecimiento de Jávea presenta una fuerte estacionalidad, con consumos estivales muy superiores a lo que sería

el consumo medio en los meses de invierno. De esta forma, si se quiere simular lo que ocurre en la red durante estos meses, conviene ajustarse lo más posible al caudal punta que haya en ese momento. Así, el consumo de los bimestres 4 y 5, que comprenden los meses de Junio, Julio, Agosto y Septiembre, se ha sometido a un factor corrector de 1,2, que se obtuvo tras cotejar los datos de facturación con los datos de los caudalímetros. Los consumidores importantes sufren un proceso de corrección de los consumos específico, ya que hay determinados consumidores que presentan todo el consumo en horas muy concretas del día. Así, como lo que se trata es de simular en definitiva las situaciones límite, para estos casos se ha supuesto todo el caudal concentrado en las horas centrales del día, siendo por tanto el caudal instantáneo supuesto en horas punta cuatro veces mayor que el medio diario. En cualquier caso, para las horas valle no se ha eliminado el consumo, sino que se mantiene el correspondiente al valor medio diario, ya que es difícil prever en qué momento se puede producir un consumo y ha de tenerse en cuenta a todas las horas del día.

- 7º) Por último, quedan por añadir los consumos que dependen de un bombeo, que en el caso general han quedado fuera del modelo. Así, en la base de datos del modelo se incluye un campo que define si el nudo en cuestión corresponde a la aspiración de una bomba, y otro que señala el caudal para el que ha sido diseñada esa bomba; de tal manera que se puede especificar a voluntad qué bombas van a estar en marcha y cuáles paradas para el caso que queramos analizar.

Por tanto, en lo que respecta a los consumos ordinarios, el algoritmo de cálculo seguido durante el proceso de asignación de cargas es:

- Evaluación del consumo total facturado en cada zona.
- Porcentaje de consumo de una zona asignado a cada nudo.
- Corrección del consumo de cada nudo dividiendo por 0,6 para representar el rendimiento de la red.
- Corrección de los consumos para los casos de cuarto y quinto bimestres con el factor de desfase de consumos 1,2.
- Adición de los consumidores importantes a sus respectivos nudos.
- Inclusión en el modelo de los caudales demandados por las bombas, en los casos en los que se suponga que están en funcionamiento.

Una vez realizado todo este proceso, el modelo ya estaría preparado para ser utilizado.

### **3.4. Asignación directa por acometidas.**

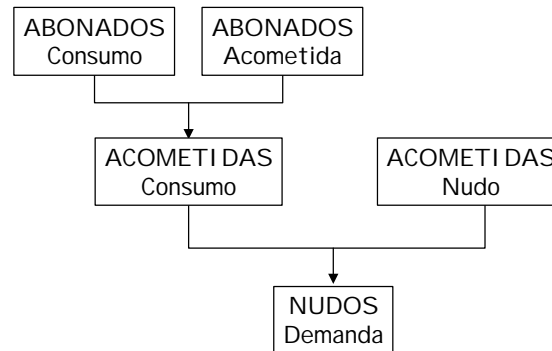
Con la llegada de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), aparece la posibilidad de vincular cada abonado a una posición geográfica concreta. Esto facilita enormemente el proceso de asignación de cargas. En este caso, aunque la aproximación tradicional sería la de asignar cada abonado a un nudo de forma manual, el procedimiento automático ya ha sido implantado con éxito en el modelo de la red de la Cooperativa Valenciana de El Plantío y La Cañada (Gascón, 2001).

El proceso es muy sencillo y consiste en relacionar cada abonado con un nudo del modelo, y asignar su consumo a dicho nudo.

Si la información no está vinculada a un SIG, el procedimiento es ligeramente más complicado. La asignación en el caso de una red ramificada es inmediata, pero en el caso de una red mallada, en la que a priori no se sabe cómo se distribuyen los caudales por las

tuberías, se hace a criterio del modelador. Se busca siempre relacionarlo con un nudo cercano, o con el nudo que se puede considerar que abastece al abonado. La demanda en el nudo se obtiene sumando todos los consumos asignados al mismo.

Es un proceso que si se hace correctamente resulta bastante fiable, pero que es muy tedioso porque hay que realizarlo punto a punto si no se dispone de todos los datos en un SIG. Se maneja tan sólo la base de datos de abonados, en la que está su consumo facturado, y otra de consumos en los nudos.



**Figura 14.5. Esquema de asignación de cargas punto a punto.**

La principal diferencia entre este proceso y los anteriores cuando se automatiza consiste en que aquí la asignación de cargas se realiza automáticamente antes de empezar la simplificación. Esto supone una ventaja importante, pero este método tiene un inconveniente igualmente importante debido precisamente a su simplicidad.

Si se trata de aplicar en un entorno SIG, la simplificación del modelo requiere un esfuerzo adicional que no requiere un modelo de detalle. Esto supone una tentación que llevaría a la utilización del modelo de detalle para cualquier fin y esto presenta problemas, como se verá más adelante.

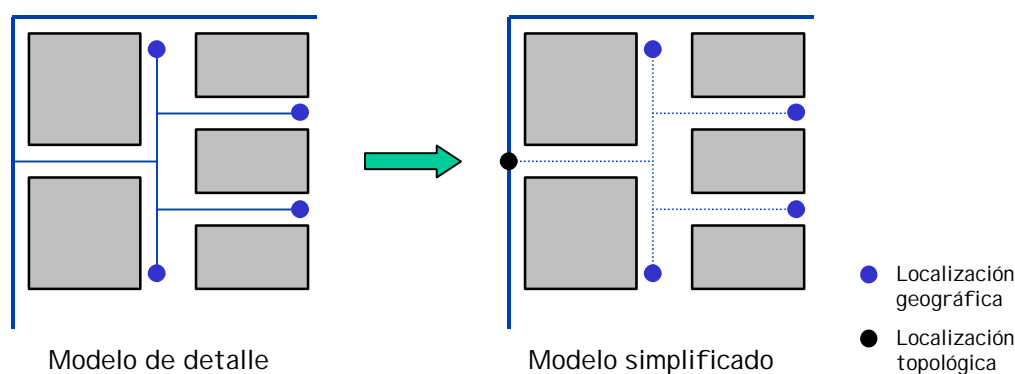
Salvo el caso de un modelo de detalle comentado anteriormente, lo normal es que sea cual sea la técnica utilizada para la simplificación de modelos, lo cierto es que algunas (o muchas) de las tuberías representadas en el modelo de realidad que incorpora el SIG desaparecerán en el modelo matemático de la red. Sin embargo, los abonados que consumen directamente de éstas deben ser asignados a otros puntos de consumo que sí permanezcan en el modelo. Sin embargo, sea como fuere, lo cierto es que los abonados tendrán una ubicación topológica (referida a nudos y líneas) que dependerá de la configuración de la red y que puede variar con ésta. Por otra parte, el mismo abonado también tendrá una ubicación geográfica (bien en forma de coordenadas X e Y, si se trata de un SIG, o en forma de dirección postal, si se trata de una base de datos tradicional). Antes del proceso de simplificación de la red, ambas ubicaciones será prácticamente idénticas, pero tras esta simplificación aparece un proceso de *herencia* de los abonados que hace que estos tengan, de cara al modelo, una doble localización.

Se plantea a continuación un ejemplo de doble localización de un abonado tras un proceso de simplificación de una red para obtener un modelo matemático de la misma.

Supóngase que se tiene el modelo de realidad de la red completa presentada en la parte izquierda de la Figura 14.5. En ella se nos muestra a cuatro abonados ubicados en la localización geográfica marcada por su dirección postal. Como se comentó, una de las fases de la elaboración del modelo matemático es la simplificación del mismo. En este caso se asume una simplificación sencilla basada en la eliminación de tuberías de distribución de pequeño diámetro que constituyan ramificaciones de la red principal. Tras las

simplificaciones pertinentes, el modelo matemático quedaría como se muestra en la parte derecha de la misma figura. En dicho modelo, los abonados anteriores, aunque permanecen físicamente en el mismo sitio (ni su dirección ni su ubicación geográfica se han modificado), han sido asignados al punto de donde partían la tuberías de distribución simplificadas.

Esta estrategia de utilizar una doble ubicación de cada abonado permite agilizar el trabajo con distintos tipos de modelos. Así, un mismo abonado se podrá utilizar con un modelo de detalle o con otro estratégico sin más que modificar su ubicación topológica.



**Figura 14.6. Diferencia entre localización geográfica y localización topológica de un consumo.**

### 3.5. Asignación de las pérdidas volumétricas debidas a las fugas en la red.

En los métodos descritos con anterioridad se ha realizado la asignación de cargas correspondiente al volumen facturado en la red de abastecimiento, esto es, a las lecturas o estimaciones realizadas en los contadores de cada abonado. Sin embargo, como se ha comentado al comienzo de este capítulo, existen diferencias entre el caudal inyectado en la red, el caudal facturado y el caudal realmente consumido. Las diferencias existentes entre el volumen facturado y el volumen inyectado también han de ser incluidas de uno u otro modo en el proceso de asignación de cargas. Sin embargo, de todas estas pérdidas volumétricas, quizás las más importantes son las fugas a través de fisuras en las tuberías o uniones y elementos accesorios.

En el caso de estas fugas, su asignación es difícil, pues no se conoce ni su valor ni su localización. Cuando una fuga se localiza generalmente es porque tiene cierta importancia y se procede a su reparación, con lo cual a la larga desaparece.

No obstante, la principal dificultad en la consideración de las fugas en un modelo matemático sigue estando en la imposibilidad de determinar su ubicación exacta, aun cuando se disponga de una estimación de su cantidad. Por ello, en la metodología propuesta hasta ahora se ha excluido el tratamiento de las fugas de la red durante el proceso de asignación de cargas.

Sin embargo, a pesar de no estudiar con detenimiento las fugas que se producen en la red, éstas han de ser tenidas en cuenta si se desea un nivel de precisión adecuado en el modelo. A continuación se presentan algunas alternativas para su asignación.

*Corrección de la demanda mediante el rendimiento.*

En general, el planteamiento utilizado para tener en cuenta las fugas y, por extensión todos los consumos no registrados, ha consistido en corregir la demanda media en el nudo con un coeficiente igual al rendimiento de la red.

Con esta forma de contabilizar las fugas se obtienen curvas de modulación más rizadas, esto es, con mayores diferencias entre los caudales en horas punta y caudales en horas valle.

*Representación de las fugas como consumos dependientes de la presión.*

Sin embargo, las fugas tienen un comportamiento muy distinto al de cualquier caudal consumido. Estrictamente hablando, una fuga en la red es un consumo dependiente de la presión que puede modelarse como una válvula parcialmente abierta que conecta la red con el exterior (Iglesias et al, 1999). El caudal que deja pasar la válvula depende de la diferencia de presiones entre sus extremos. Al estar abierta hacia el exterior, la presión aguas abajo es constante e igual a la presión atmosférica, por lo que la magnitud de la fuga depende del nivel de presiones en la red. Cuando las presiones son mayores (horas valle de consumo) las fugas los son también, mientras que cuando las presiones en la red son mínimas (horas punta de consumo) el nivel de fugas en la red es también el mínimo. De hecho, una buena forma de diferenciar lo que son fugas de los que son otras pérdidas volumétricas consiste en medir el consumo mínimo nocturno en un sector.

El principal inconveniente de esta forma de tratar las fugas se deriva de la necesidad de calcular un coeficiente que represente la caída de presión en cada una de las fugas. Esto se traduce en un coeficiente que debe calibrarse para cada una de las tuberías de la red, lo cual complica notablemente el ajuste del modelo.

*Asignación del caudal de fugas mediante un caudal medio constante.*

Por último, una alternativa al uso del rendimiento de la red como coeficiente corrector consiste en hacer balance de volúmenes, y no de caudales. Así, las fugas se añadirán con posterioridad al proceso de asignación de cargas como volúmenes diarios constantes calculados a partir del rendimiento volumétrico de la red y repartidos en los nudos en función de la importancia relativa de estos. Este reparto se puede hacer bien proporcionalmente al volumen diario demandado por los mismos, bien en función de la longitud de tubería conectada con cada nudo o el número de elementos accesorios de la misma.

Este método implica asumir que el caudal de fugas se mantiene constante a lo largo del día, lo cual será tanto más cierto cuanto menor sea la fluctuación de presiones en la red. En cualquier caso, la variación diaria de los caudales de fugas es, con diferencia, mucho menos acusada que la variación del consumo facturado.

*Comparación de los distintos métodos propuestos.*

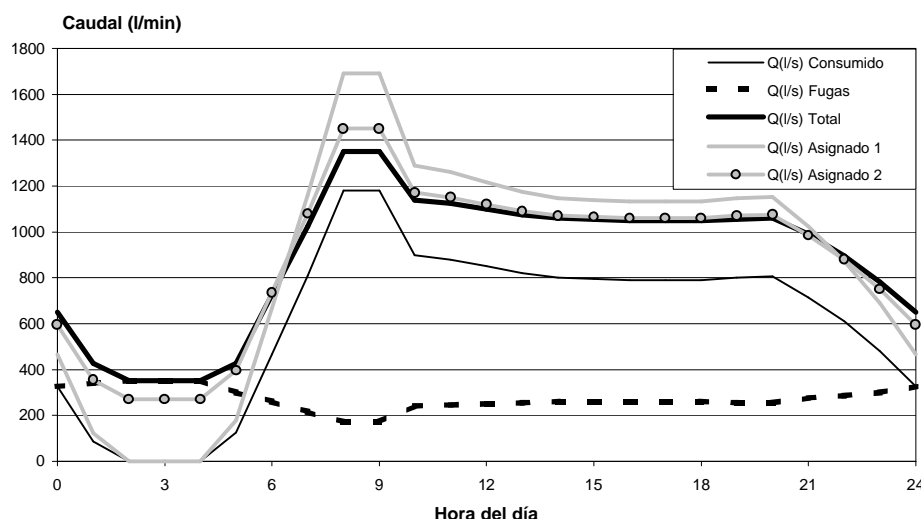
Para realizar una comparación de las tres estrategias de asignación del caudal debido a las fugas se tomará un ejemplo presentado por Meneghin (1999) correspondiente a un ensayo realizado en laboratorio. En él se estudia una red con alimentación desde depósito a nivel constante. En el modelo de la misma las fugas se han incluido como elementos dependientes de la presión y los caudales asignados corresponden al día de mayor consumo. Se observa que en horas nocturnas el caudal de fugas llega a representar el caudal total consumido mientras que en las horas de mayor consumo éstas apenas representan el 10% del



caudal total. Al tratarse de un ensayo de laboratorio, se parte de datos conocidos de caudal consumido, fugas y caudal total inyectado (ver **Figura 14.7**)

Planteando en el modelo la asignación de las fugas como un coeficiente corrector del caudal se obtiene la gráfica representada como  $Q$  Asignado 1. Comparando con la gráfica del caudal total inyectado se obtiene un error cuadrático medio cometido por este procedimiento del 4,86%.

Por el contrario, utilizando el método de caudal medio constante (en este caso dependiente sólo del caudal consumido) se obtiene la gráfica  $Q$  Asignado 2 de curvas de modulación mucho más parecidas a las reales, con un error en este caso del 0,29%.



**Figura 14.7. Distintas alternativas para la asignación de cargas considerando las fugas (adaptado de Meneghin, 1999).**

Por todo esto, aunque la consideración de las fugas requeriría un estudio más profundo que contemplase la variación de la presión en la red, una forma aceptablemente precisa de considerarlas es la consideración de un caudal constante derivado de un balance de volúmenes diarios.

### 3.6. Asignación de cargas para un escenario futuro (Modelo con consumos proyectados)

En el punto 2.4 se ha explicado cómo obtener una estimación del caudal proyectado para un horizonte a corto o medio plazo. A partir de aquí, la asignación de cargas, a diferencia de lo visto hasta ahora, presenta también la incertidumbre de sus distribución espacial, al no tener ni tan siquiera una estimación de la misma.

En esta ocasión, Cesario (1995) vuelve a dar un guión de los pasos a seguir para realizar la asignación de cargas cuando se pretende trabajar con caudales proyectados. Partiendo de la definición de área de servicio como el área que debe ser abastecida por la red objeto de estudio, los pasos se pueden resumir en:

1. Establecer el área de servicio a la cual se pretende extender el estudio.
2. Determinar el tipo de uso que va a tener cada una de las distintas parcelas en que se puede dividir el área de servicio.
3. Estimar unos consumos medios unitarios (por unidad de superficie o por habitante) para cada uno de los usos del suelo definidos anteriormente.

4. Determinar relaciones tales como relación entre el consumo del día de mayor consumo y el consumo medio o entre el máximo consumo y el consumo medio (lo que en apartados anteriores se ha definido como *coeficiente de punta*). Estas relaciones permitirán estudiar la red en distintos escenarios.
5. Crear o definir la red localizando los nudos de consumo.
6. Dividir el área de servicio en pequeñas porciones abastecidas desde cada uno de los nudos. Esta división se realiza habitualmente siguiendo criterios de proximidad geográfica.
7. Determinar el caudal de cada una de estas áreas asignadas a cada nudo como suma de los caudales correspondientes a cada uno de los usos del suelo.
8. Ubicar las demandas en los nudos del modelo y proceder con el cálculo.

Aunque los pasos anteriores fueron en su día sólo una propuesta, la aparición de los Sistemas de Información Geográfica permite hoy en día automatizar este proceso.

#### 4. ESTUDIOS PREVIOS REALIZADOS PARA DETERMINAR EL CAUDAL PUNTA EN UNA INSTALACIÓN.

##### 4.1. Introducción a la naturaleza estadística del consumo instantáneo de agua.

Tal y como se ha descrito en el apartado anterior, el sistema de gestión de abonados realiza una asignación de cargas a los nudos del modelo basada en la demanda media por abonado. A partir de esta demanda media se realizan una serie de correcciones para tener en cuenta por una parte las pérdidas de agua en la red y por otra la variación temporal de los consumos.

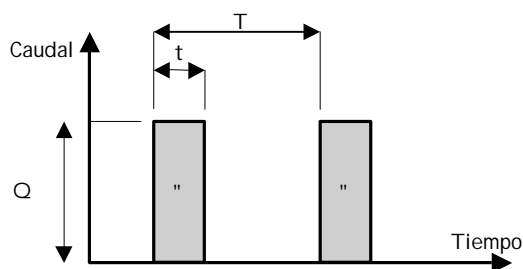
Sin embargo, este planteamiento ha sido tradicionalmente utilizado para el análisis global de redes, esto es, para adquirir un conocimiento del funcionamiento de la red en su conjunto.

Supóngase que se trata de estudiar una conducción en cuyo extremo final sólo existiese un abonado correspondiente a un consumo doméstico. Una dotación para consumo doméstico está en el rango comprendido entre 300 y 1000 litros por abonado y día (entre 150 y 250 litros por habitante y día). Para ese volumen de facturación, el caudal medio resultante en dicha conducción sería de aproximadamente 0,2 y 0,7 l/min. Este sería el orden de magnitud del consumo que se emplearía como dato de la demanda en el extremo de la conducción en un modelo estratégico. Sin embargo, la Norma Básica de Instalaciones Interiores de Suministro de Agua (NIA, 1975), de obligado cumplimiento, fija unos caudales mínimos por aparato de consumo doméstico entre 6 y 18 l/min. Es decir, si el objetivo de un modelo de detalle es calcular la instalación en el momento de mayor consumo, con el uso del caudal medio se obtendrán caudales claramente insuficientes, por no decir incluso imposibles en la instalación. Esto ha hecho que para redes pequeñas e instalaciones en el interior de edificios no sea posible realizar este tipo de asignación de consumos. Se establece pues una diferencia clara entre el cálculo de redes (con caudales medios y curvas de modulación) y el cálculo de instalaciones interiores (con caudales instantáneos).

El problema surge en las redes con escasa población o con una densidad de población muy baja para la cual existen grandes longitudes de tubería para un número relativamente pequeño de habitantes. Este problema también surgirá para modelos con un elevado nivel

de detalle que hagan que el comportamiento individual de un abonado tenga repercusión directa en el comportamiento de los elementos de la red que se encuentran cerca de él.

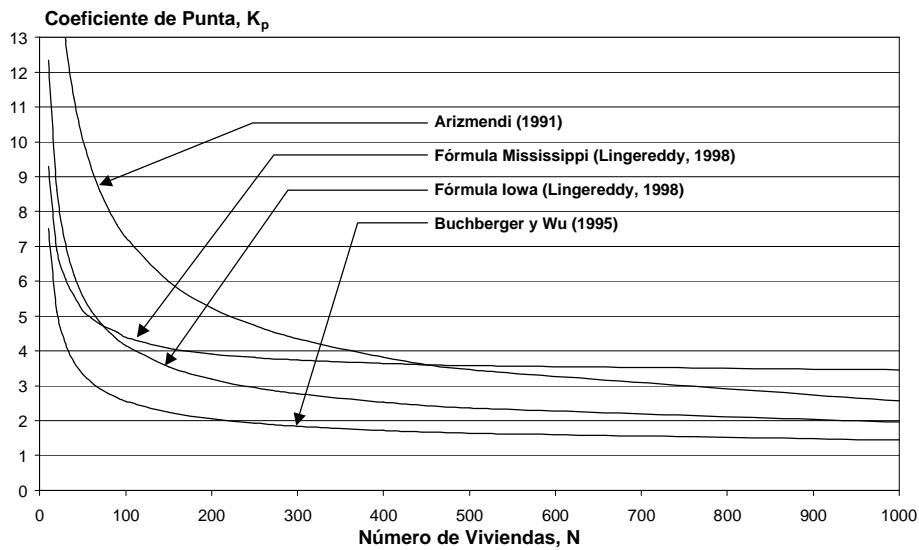
Con este planteamiento, es necesario dividir el comportamiento del abonado en dos situaciones: el abonado no consume y el caudal demandado es nulo o el abonado consume y sí que existe demanda de caudal (ver **Figura 14.8**). El problema se centrará entonces en determinar por una parte qué probabilidades hay de que el abonado realice un consumo (frecuencia de consumo) y cuál será el caudal consumido por el mismo (intensidad de consumo). Ambas variables (frecuencia e intensidad) pueden representarse mediante sendas variables estadísticas.



**Figura 14.8. Esquema de un consumo. Un aparato servidor sirve un cierto caudal  $Q$  durante un tiempo de servicio  $t$ , consumiendo un volumen total " .**

El primer autor que hace referencia a la naturaleza estadística del consumo de agua por parte de los abonados es Hunter, quien en 1940 para diseñar las instalaciones interiores en edificios introdujo el concepto de *unidad de descarga* como caudal medio que aporta un determinado aparato cuando está en marcha. Así, para el diseño de las instalaciones utilizaba el volumen de una unidad de descarga y el tiempo medio de utilización de un aparato para determinar un caudal máximo esperado con un determinado margen de confianza.

Desde entonces, muchos autores han intentado mejorar este planteamiento básico combinando el análisis estadístico y las mediciones de caudal instantáneo. En la **Figura 14.9** se presentan las conclusiones de algunos de los estudios más recientes en este campo. Básicamente, estos métodos se pueden descomponer en aquellos basados en repetición de situaciones basadas en la probabilidad o en determinación de correlaciones entre caudal medio, caudal máximo y número de abonados.



**Figura 14.9. Evolución del coeficiente de punta según distintos autores.**

#### 4.2. Algunas aproximaciones al cálculo del caudal máximo.

A continuación se presentan algunos trabajos que incluyen el cálculo de un coeficiente de punta ( $K_p$ ) que multiplicado por el caudal medio asignado a cada nudo conducen a un caudal máximo de cálculo. En la **Figura 14.9** se presenta una comparación de los resultados obtenidos en cada uno de los trabajos. En ella se observa la misma tendencia en cuanto al comportamiento de  $K_p$  cuando varía el número de viviendas.

*Arizmendi (1991).*

Para el cálculo del caudal máximo (sobre todo en aplicaciones de diseño de conducciones) son bastante conocidas las expresiones debidas a Arizmendi (1991):

$$Q_p = K_p \cdot Q_m \quad (14.26)$$

En esta expresión,  $Q_p$  es el caudal máximo para el diseño (caudal punta en l/s),  $Q_m$  es el caudal medio, calculado según la expresión 14.1 y  $K_p$  es el coeficiente corrector para obtener el caudal punta. Los valores de  $K_p$  se presentaron en el capítulo anterior.

Para simplificar o automatizar los cálculos, este valor del coeficiente de punta  $K_p$  se puede ajustar a una función del número de viviendas servidas,  $N$ , según la expresión:

$$K_p = \frac{68,6}{\sqrt{N}} + 0,39 \quad (14.27)$$

*Lingireddy et al. (1998).*

Por otra parte, Lingireddy et al (1998) proponen expresiones empíricas basadas en mediciones para el cálculo del caudal máximo doméstico. Así, para una tubería que sirva a  $N$  viviendas, dicho caudal máximo (expresado en l/min) tendrá la forma genérica:

$$Q_p = A \cdot N + B \sqrt{N} + C \quad (14.28)$$

En esta expresión, los coeficientes  $A$ ,  $B$  y  $C$  se obtienen a partir de datos de campo. En concreto, en la tabla siguiente se aportan valores de dichos coeficientes propuestos por

el Departamento de Agricultura de Iowa (para usos eminentemente rurales) y por el Departamento de Sanidad de Mississippi:

**Tabla 4.12. Valores típicos para el ajuste de la ecuación (14.28).**

	A	B	C
Iowa (1)	1,1355	15,14	26,50
Iowa (2)	-1,0333	37,02	-1,93
Mississippi	0,9160	27,25	18,24

En este caso, la ecuación anterior es utilizada principalmente para diseño aunque los autores del estudio proponen un método para su utilización en el análisis de escenarios en redes ramificadas.

*Buchberger y Wu (1995).*

Por último, Buchberger y Wu (1996) proponen un método de cálculo para la probabilidad de que en un instante  $t$  el caudal circulante por la tubería  $Q_m^*(t)$  sea menor o igual que uno predeterminado  $q$ . Este método consiste en determinar por una parte qué probabilidad hay de que el abonado realice un consumo (frecuencia de consumo), cuánto durará dicho consumo (duración) y cuál será el caudal consumido por el mismo (intensidad de consumo). Estas variables (intensidad, duración y frecuencia) pueden representarse mediante tres variables estadísticas de las cuales dos son independientes y la otra dependerá de aquéllas. Este concepto, habitual en otros campos de la hidráulica con incertidumbre en los datos (básicamente, en el cálculo de caudal debido a precipitaciones) ha sido recientemente introducido en el estudio de detalle de los abastecimientos de agua.

Así, esta probabilidad vendrá dada por:

$$F_m^*(q, t) = P[Q_m^*(t) \leq q] = \sum_{i=0}^{\infty} G_m^*(q, i) P_m^*(i, t) \quad (14.29)$$

donde:

$G_m^*(q, i) = P[Y_m^*(i) \leq q]$  Probabilidad de que el caudal aportado por  $i$  aparatos en funcionamiento en un determinado instante  $t$  no supere el valor de referencia  $q$ .

$P_m^*(i, t) = P[N_m^*(t) = i]$  Probabilidad de que en un determinado instante  $t$  haya exactamente  $i$  aparatos en funcionamiento.

5.

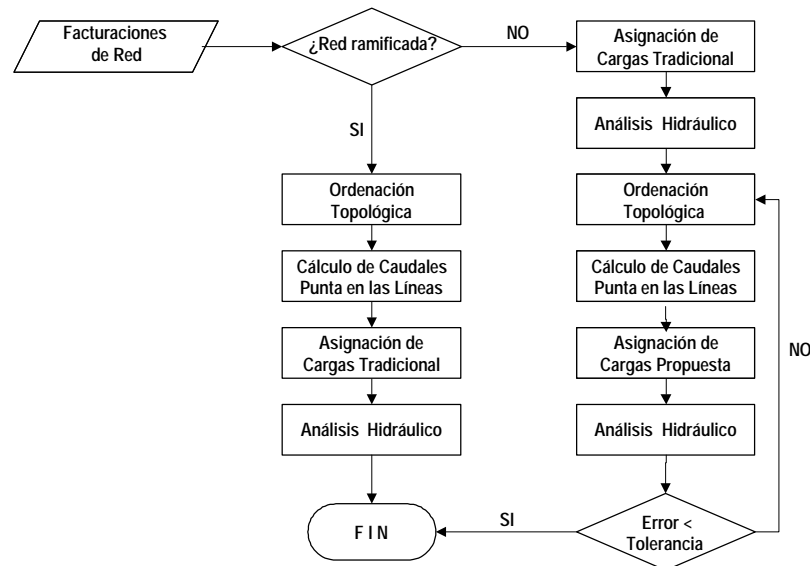
## 6. PROCEDIMIENTO PARA LA ASIGNACIÓN DE CARGAS A UN MODELO DE DETALLE.

### 6.1. Planteamiento general.

A continuación se describe el planteamiento general del cálculo utilizado para la determinación de caudales punta en instalaciones. El procedimiento complementa cualquiera de los procedimientos de asignación de cargas descritos anteriormente. Si el objetivo del modelo consiste en alcanzar un conocimiento del funcionamiento general de la red (modelo estratégico), no será necesario calcular los caudales punta que se podrían

alcanzar en condiciones excepcionales. Por tanto, este método se utilizará para el análisis de modelos de detalle de la red.

De todo lo anterior se deduce que el primer dato necesario es el de las facturaciones de cada abonado. Con éstas se determinarán los caudales medios asignados a cada nudo. A partir de aquí, el cálculo se complicará más o menos en función de si la red es mallada o ramificada. El procedimiento general de cálculo es el que se presenta en la **Figura 14.10**



**Figura 14.10. Flujograma para la implantación de la asignación de cargas en modelos de detalle en una red de distribución de agua.**

En función del método utilizado para determinar el caudal punta esperado serán necesarios unos datos u otros. En cualquier caso, los métodos descritos en el punto anterior necesitan al menos el caudal medio consumido por cada vivienda y el número de viviendas abastecidas por cada tubería.

El primer dato es fácilmente deducible a partir de las facturaciones de agua potable. Sin embargo, si se utilizan métodos estocásticos como el propuesto por Buchberger y Wu, se necesitará conocer también el comportamiento de los aparatos y, para conseguirlo, es necesario realizar un programa de mediciones para ajustar los resultados a una distribución estadística (p. ej. una variable normal). La alternativa a estas mediciones pasa por la comparación con instalaciones similares donde se hayan realizado dichas mediciones.

En los modelos de detalle, como ya se dijo, interesará conocer el funcionamiento de la red en situaciones extremas en todos los puntos de la misma y esta situación tendrá una cierta probabilidad de ocurrencia. Por tanto, una vez se dispone de los datos relativos al caudal, será necesario fijar esta probabilidad para realizar el cálculo.

La principal dificultad para aplicar este método en redes malladas viene de la incertidumbre que hay en las conducciones sobre la dirección que llevará el caudal en ellas. De hecho, Lingireddy et al. (1998) culminan su brillante trabajo aceptando para las zonas malladas de la red un valor constante del caudal punta y repartiéndolo por igual entre todos los nudos pertenecientes a la malla. Lo que se describe a continuación es un método para extender los esfuerzos realizados en redes ramificadas a las redes malladas, que son, paradójicamente, las más abundantes.

Para poder trabajar con las redes malladas será necesario conocer la dirección del caudal en cada tubería. Puesto que el caudal en las líneas es el resultado del análisis

hidráulico, en el caso de las redes malladas se ha de empezar realizando un análisis hidráulico tradicional. Este cálculo preliminar ha de respetar la ecuación de continuidad en los nudos para una hipótesis de caudales consistente en, por ejemplo, la de caudales medios facturados en cada nudo a partir de la asignación de cargas realizada. Una vez terminado dicho cálculo, se dispondrá de una *estimación* de la dirección del agua en cada tubería.

Según se ha descrito, para determinar el caudal punta en una rama de la red será necesario, por tanto, conocer exactamente el número de abonados abastecidos por dicha rama. Para ser más exactos, será necesario conocer el caudal medio consumido por dichos abonados. En redes ramificadas esto es prácticamente inmediato, pues todas las ramas de la red tienen un único sentido de circulación del caudal. Sin embargo, en el caso de redes malladas este cálculo se complica y ha de recurrirse a la iteración para determinar el sentido correcto de circulación del caudal.

A continuación se describe el algoritmo utilizado para el cálculo del caudal punta correspondientes a una red mallada. Se parte de una situación en la que ya se ha procedido a un primer cálculo según un método de análisis tradicional (cumpliendo la ecuación de continuidad en los nudos).

## 6.2. Ordenación Topológica de la red.

Una vez realizado el cálculo hidráulico correspondiente a caudales medios se tiene, para cada línea, un caudal que será positivo si mantiene la orientación predefinida para la línea y negativo si el sentido de circulación es el inverso al de la orientación almacenada en el SIG. A partir de aquí se procederá con la *ordenación topológica* de las conducciones en función de su orientación. Esta ordenación consiste en los siguientes pasos:

- a) Para cada una de las tuberías, se comprueba si el caudal resultado del cálculo es positivo o negativo. Así, si el caudal es positivo se deja la conducción como está, pero si es negativo se invierte la definición de los nudos extremos: el que aparecía como nudo inicial pasa a ser nudo final y viceversa.
- b) Una vez corregidas las anomalías que pudiere haber en la orientación de las conducciones, se procede a rellenar las listas de adyacencia. Cada nudo tendrá sendos vectores, uno con una referencia a las conducciones que aportan agua al nudo y otro con otra referencia a las conducciones que parten de dicho nudo. Una vez concluido este paso se dispondrá de toda la información sobre conectividad almacenada en los nudos.
- c) El siguiente paso consistirá en la ordenación topológica propiamente dicha. Para determinar el número de viviendas que abastece cada tubería ha de empezarse por los nudos extremos y recorrer la red en sentido inverso acumulando progresivamente el número de viviendas. Como se ha comentado, lo que realmente interesa es tener el dato del caudal que circulará por la conducción cuando el caudal demandado por cada vivienda sea el caudal medio. El resultado de esta ordenación topológica es establecer un orden de cálculo de los nudos y, por consiguiente, de las conducciones.
- d) Los depósitos son, por su propia definición, nudos extremos por los que el agua entra o sale de la red. Por lo tanto éstos se marcarán como últimos nudos en ser calculados. Aquí, hablar de un nudo calculado significa que, si se sigue el orden topológico descrito, el caudal punta de todas las conducciones situadas aguas abajo del mismo ya ha sido calculado.

- e) Para los nudos de consumo, se utiliza un algoritmo recursivo, denominado algoritmo de *búsqueda en profundidad* (Sedgewick, 1995). El objetivo de dicho algoritmo es establecer el orden de cálculo de los diferentes elementos de la red, así como definir la componente conexa de cada nudo.

### 6.3. Cálculo de un caudal extremo para una red mallada.

El cálculo del caudal punta para el caso de una red mallada se complica, pues el sentido de circulación del agua no está definido de antemano. El primer paso consiste en un cálculo según cualquiera de los métodos tradicionales de asignación de cargas a un modelo basados en el caudal medio. Una vez realizada esta asignación, se procede a un primer cálculo hidráulico de la red, el cual verificará la ecuación de continuidad en los nudos. A continuación se entra en el bucle principal del proceso, que se concentra en cuatro pasos:

1. Ordenación topológica de la red (según lo visto en el apartado anterior).
2. Determinación del número de viviendas abastecidas por cada línea.
3. Cálculo del coeficiente de punta en cada línea.
4. Cálculo del caudal punta en cada línea.
5. Reasignación de nuevas cargas en los nudos.

#### *Ordenación topológica de la red.*

A partir de los resultados del análisis hidráulico se procede a una ordenación topológica de la red. Esta ordenación tiene un doble objetivo:

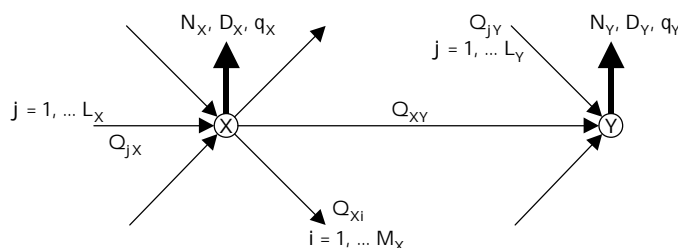
- En primer lugar, se pretende ordenar las conducciones de tal manera que los caudales sean siempre positivos. Recuérdese que el algoritmo de cálculo devuelve caudales positivos si la orientación de la línea es coincidente con la dirección del flujo y caudales negativos en caso contrario.
- En segundo lugar, se pretende conocer cuántos abonados reciben agua de cada tubería. Este es el objetivo principal, pues como se ha comentado, la asignación depende del número de abonados abastecidos y del caudal demandado por éstos.

#### *Determinación del número de abonados abastecidos.*

Una vez ordenada la red, se han de determinar los abonados que reciban agua de cada conducción. Un abonado recibe agua de una conducción si existe un camino que respete la orientación de la misma que una la conducción con el nudo de consumo al cual se le ha asignado dicho abonado.

Aquí ha de tenerse presente el hecho de que, aunque una conducción suministre agua a  $N$  viviendas, en una red mallada no todo el caudal consumido por éstas circulará por dicha conducción, sino que lo hará sólo una parte del mismo. Esto es, una vivienda puede ser abastecida por dos conducciones y el comportamiento de la misma ha de afectar a ambas, pero el caudal ha de repartirse entre las mismas. Así, el caudal punta calculado para una determinada conducción dependerá no sólo del número de viviendas abastecidas por ésta, sino también de cuánto caudal proporcione la conducción. Sea un nudo  $X$  cualquiera de la red mallada, con  $L_X$  líneas que aportan agua al mismo y otras  $M_X$  líneas que parten de él, tal y como se muestra en la **Figura 14.11**.





**Figura 14.11. Esquema del balance de caudales y notación utilizada en un nudo.**

Según esta figura, cualquier nudo que reciba agua de las tuberías que parten del nudo  $X$ , también recibirá agua de las tuberías que llegan a  $X$ . Sin embargo, la determinación de estos nudos no es tan sencilla como ir sumando los abonados de los nudos aguas abajo y los abonados propios. Si se hiciese así, si existen varios caminos que conectan un determinado nudo con otro, los abonados del primero se acumularían en el segundo tantas veces como caminos distintos se puedan definir. Por ello hay que recurrir de nuevo bien a las matrices de adyacencia, bien al concepto de *componentes conexas*.

Se define como componente conexa el subconjunto de una determinada red que recoge todos los elementos a los que se puede llegar siguiendo los nudos y las líneas de la red y respetando sus respectivas orientaciones. Se trabajará para cada nudo de la red con un vector que recogerá todos los nudos que forman parte de la componente conexa del nudo inicial.

Así para un determinado nudo  $X$ , el número acumulado de abonados será la suma de los abonados de todos los nudos que se encuentren en su componente conexa.

#### *Cálculo del coeficiente de punta en cada línea.*

A partir del número de abonados abastecidos por una conducción se puede determinar el coeficiente de punta que se tiene en la misma por cualquiera de los métodos descritos. Este coeficiente de punta se aplicará al caudal medio de cada conducción para obtener un caudal punta en la misma. Así, en el caso de la **Figura 14.11**, el coeficiente de punta de todas las líneas que llegan a dicho nudo  $X$  ( $K_{p,jX}$ ) se calculará como si el caudal medio en dicha línea fuese el caudal correspondiente al consumo de todos los abonados contenidos en la componente conexa de dicho nudo.

En el cálculo de  $K_{p,jX}$  (que será el mismo para las  $L_X$  líneas que llegan al nudo  $X$ ) se ha utilizado el número de viviendas abastecidas desde los nudos que forman parte de la componente conexa de  $X$ . Esto tiene una importante implicación en el cálculo: mientras no haya un nuevo cambio en la orientación que implique a su vez una alteración de la componente conexa de  $X$ , de las conducciones los valores de los coeficientes de punta se mantendrán constantes. Dicho de otra forma, si durante las distintas iteraciones no se produce ninguna alteración de la dirección del flujo en las líneas, el valor del coeficiente de punta permanecerá inalterado.

#### *Cálculo del caudal punta en cada línea.*

Tras el cálculo hidráulico se obtiene como resultado un caudal para cada línea. Así, una línea que una dos nudos  $i$  y  $j$  tendrá un caudal  $Q_{ij}$ . Para cualquier línea, el caudal punta calculado vendrá dado por la expresión:

$$Q_{P,ij} = K_{P,ij} \frac{Q_{ij}}{\sum_{k=1}^{L_j} Q_{kj}} q_{P,j} \quad (14.30)$$

En esta expresión y siguiendo la notación presentada en la **Figura 14.11**, se tiene que:

- $Q_{P,ij}$  caudal punta en la línea que une los nudos  $i$  y  $j$ .
- $K_{P,ij}$  coeficiente de punta correspondiente a la línea que une los nudos  $i$  y  $j$ .
- $Q_{ij}$  caudal calculado en la línea que une los nudos  $i$  y  $j$ .
- $q_{P,j}$  caudal acumulado en el nudo  $j$ .
- $L_j$  conjunto de nudos con conexión directa con el nudo  $j$  mediante una línea y topológicamente situados aguas arriba del mismo.

Supóngase que se quiere calcular el caudal punta en la línea XY de la **Figura 14.11**. Sea  $Q_{Xi}$  el caudal de cada una de las líneas salientes y  $Q_{jX}$  el caudal de cada línea entrante. Si  $q_X$  es el caudal asignado como demanda en el nudo  $X$ , según la notación mostrada en la **Figura 14.11** se ha de cumplir:

$$\sum_{j=1}^{L_X} Q_{jX} = \sum_{i=1}^{M_X} Q_{Xi} + q_X \quad (14.31)$$

La interpretación del balance anterior es sencilla: es simplemente la ecuación de continuidad. En ella,  $M_X$  y  $L_X$  son sendos conjuntos de nudos con conexión directa con el nudo  $X$  mediante una línea y topológicamente situados respectivamente aguas abajo y aguas arriba del mismo.

Por otra parte, como ya se comentó en el apartado anterior,  $K_{P,jX}$  es un coeficiente de punta idéntico para las  $L_X$  líneas que llegan al nudo  $X$ . Puesto que todos los abonados situados aguas abajo del nudo  $X$  y los propios abonados cargados en el nudo  $X$  son abastecidos en mayor o menor medida por *todas* las líneas que llegan a dicho punto, las  $L_X$  líneas que llegan al nudo  $X$  tendrán exactamente el mismo valor del coeficiente de punta. En cualquier caso, posteriormente se deberá calcular un caudal punta distinto en cada una en función de la contribución que ésta tenga en la alimentación de los nudos.

Una vez determinado el coeficiente de punta de cada línea, será necesario determinar el caudal acumulado hasta esa línea para poder determinar el caudal punta estimado en la misma. Por caudal acumulado en un nudo se entiende la demanda media acumulada en ese nudo teniendo en cuenta un reparto según los caudales previamente calculados.

El caudal acumulado constará básicamente de dos términos. Por una parte el propio caudal medio demandado en el nudo  $X$  ( $D_X$ ). Resulta obvio que este caudal es satisfecho exclusivamente por las líneas que aportan agua al propio nudo  $X$ . Por otra parte, de los  $M_X$  nudos situados aguas abajo de  $X$ , parte de su demanda será cubierta por líneas procedentes del propio nudo  $X$  y parte será satisfecha por el resto de las líneas que llegan a cada uno de esos nudos. Así, si se considera un nudo  $i$  situado aguas abajo de  $X$ , la aportación de dicho nudo  $i$  al caudal acumulado en  $X$  será:

$$\frac{Q_{Xi}}{\sum_{j=1}^{L_j} Q_{ji}} q_{P,i} \quad \forall i = 1, \dots, M_X \quad (14.32)$$

Así, para el nudo  $X$  el caudal acumulado vendrá dado por:

$$q_{P,X} = D_X + \sum_{i=1}^{M_X} \left( \frac{Q_{Xi}}{\sum_{j=1}^{L_i} Q_{ji}} \right) q_{P,i} \quad (14.33)$$

Por ello, si tras el cálculo resulta para una determinada línea de llegada al nudo un coeficiente de punta  $K_{P,iX}$ , el caudal punta en dicha línea  $Q_{P,iX}$  se calculará teniendo en cuenta cuál es el reparto de caudales en el nudo  $X$  que se está considerando, según la expresión (14.30).

Una vez calculado éste, el siguiente paso será ajustar las demandas en los nudos para forzar que en la nueva iteración que se vaya a realizar, el caudal en las líneas sea lo más cercano posible al calculado en la ecuación (14.30) teniendo en cuenta que el cálculo hidráulico obliga a cumplir la ecuación de continuidad.

#### *Determinación de las demandas a cargar en cada nudo.*

El último paso en cada iteración será determinar las demandas que hay que aplicar a cada nudo para que se verifique dicho caudal punta. Esto es necesario porque el programa de análisis hidráulico sí precisa que se cumpla la condición de continuidad en los nudos, por lo que las demandas en éstos serán ficticias, y no las reales que se asignaron mediante el método punto a punto.

Esta asignación de cargas se hará a partir de los cálculos anteriores según un balance de caudales que debe corregir las diferencias que se produzcan al aplicar la ecuación de continuidad con los caudales punta que se han calculado. Este nuevo caudal demandado en el nudo  $X$ ,  $q_X$ , tiene, obviamente, un carácter artificial y vendrá dado por:

$$q_X = \sum_{j=1}^{L_X} Q_{P,jX} - \sum_{i=1}^{M_X} Q_{P,Xi} \quad (14.34)$$

Con esta nueva asignación de cargas ya se estará en condiciones de afrontar un nuevo cálculo hidráulico. Tras él, se calculará el error cometido entre los resultados obtenidos y los resultados previstos. Si éste excede un cierto margen de error o tolerancia, se deberá repetir la operación corrigiendo el reparto de los caudales en las conducciones.

En este caso, el error medio en cada iteración se ha definido como la raíz cuadrada de la suma de los errores cuadráticos medios cometidos en cada una de las líneas, dividida entre la demanda total de los  $N$  nudos de consumo:

$$ECM = \frac{\sqrt{\sum_{i,j=1}^N (Q_{P,ji} - Q_{ji})^2}}{\sum_{k=1}^N q_k} \quad (14.35)$$

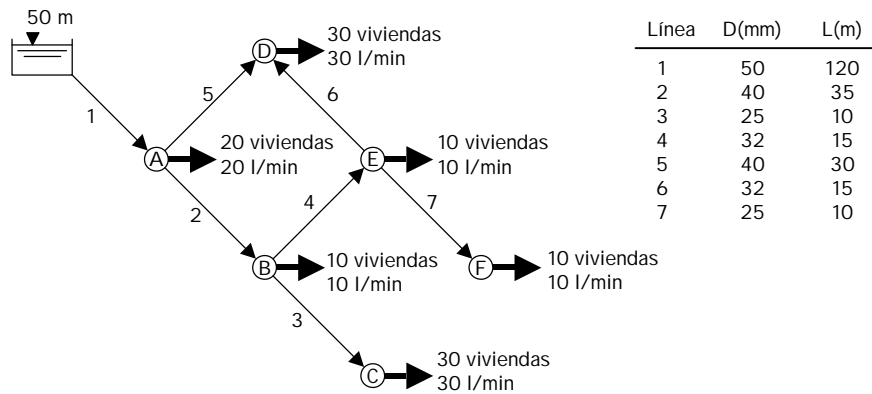
En esta ecuación,  $Q_{P,ji}$  es el caudal punta esperado en la línea que une los nudos  $i$  y  $j$ ,  $Q_{ji}$  es el caudal obtenido en la simulación para esa misma línea y  $q_k$  es el caudal asignado como demanda al nudo  $k$ .

#### *Ejemplo de cálculo de caudales punta en redes malladas.*

A continuación se describe mediante un ejemplo el proceso iterativo para cálculo de caudales punta en redes malladas. En él se utiliza la técnica de cálculo propuesta por

Buchberger, aunque resultaría sencilla la extensión del método para cualquier otra forma de calcular el coeficiente de punta.

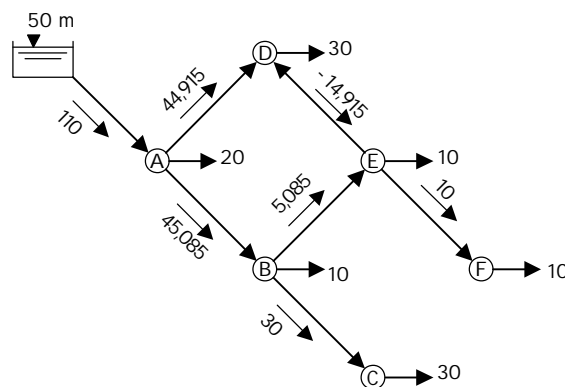
A pesar de la sencillez del ejemplo (sólo presenta una malla) servirá par ilustrar el método antes comentado.



**Figura 14.12. Red ejemplo de aplicación a una red mallada.**

Para este ejemplo se supondrá que el depósito de alimentación está situado a 50 metros de altitud y los nudos de consumo a cota 0. Además, se admite una rugosidad de 0,1 mm en todas las tuberías.

Siguiendo el flujograma presentado en la **Figura 14.10**, con estos datos se ejecuta un primer análisis hidráulico tradicional, cuya finalidad es determinar el sentido de circulación de los caudales en la red. Obviamente, si posteriormente se van a modificar los datos, se pueden modificar igualmente estos sentidos de circulación. Por eso es necesario operar de manera iterativa. Los resultados de la primera iteración se presentan en la **Figura 14.13**.



**Figura 14.13. Caudales (expresados en l/min) en nudos y líneas tras el análisis hidráulico inicial.**

En cada iteración, se obtiene el reparto de caudales por cada tubería. Estos caudales son los que han de servir para calcular el caudal punta esperado por dicha tubería. En la tabla siguiente se presentan los resultados obtenidos para el cálculo hidráulico previo. El caudal calculado  $Q$  es, en este caso, el correspondiente al caso en el cual los nudos demandaran el caudal medio obtenido a partir de las facturaciones. Con dicho caudal se determinará el caudal punta. Simultáneamente, se corrigen las orientaciones de las tuberías

que pudieren conducir a caudales negativos (en sentido inverso al utilizado en la introducción de los datos).

En este ejemplo, la tubería 6 se ha definido para ir desde el nudo E al nudo D, pero el resultado del cálculo contradice esa definición (pues da un caudal negativo para esta línea) y el caudal va desde D hasta E. Durante la ordenación este hecho ha de ser corregido, cambiando por tanto la orientación inicialmente asignada a la línea 6. Una vez realizada la ordenación topológica, se procede a calcular el coeficiente de punta para cada conducción. Posteriormente se calculará el caudal punta correspondiente.

**Tabla 4.13. Caudales acumulados en los nudos en la primera iteración del ejemplo propuesto.**

Nudos	Componente Conexa	$D_i$ (l/min)	$Q_{P,i}$ (l/min)
F	F	10	$Q_{P,F} = 10$
C	C	30	$Q_{P,C} = 30$
E	E, F	10	$Q_{P,E} = 20$
D	D, E, F	30	$Q_{P,D} = 30 + \frac{14,915}{5,085 + 14,915} \cdot 20 = 44,915$
B	B, C, E, F	10	$Q_{P,B} = 10 + \frac{30}{30} \cdot 30 + \frac{5,085}{5,085 + 14,915} \cdot 20 = 45,085$
A	A, B, C, D, E, F	20	$Q_{P,A} = 20 + \frac{44,915}{44,915} \cdot 35,085 + \frac{45,085}{45,085} \cdot 54,915 = 110$

A modo de ejemplo se realiza a continuación el cálculo detallado para la primera iteración. Se comenzará calculando los caudales acumulados en cada uno de los nudos tal y como se ha descrito en apartados anteriores. El resultado de la ordenación propone empezar con el nudo F, para seguir por los nudos C, E, D, B y A.

Obsérvese que el orden del cálculo ha de ser necesariamente el que marca la ordenación topológica. Así, por ejemplo, para el cálculo del caudal acumulado en el nudo B, es necesario disponer de los caudales acumulados en los nudos C, E y F.

Una vez calculados los caudales acumulados en los nudos, el siguiente paso será calcular los coeficientes de punta y el caudal punta esperado en cada línea. Este último se calculará con el coeficiente punta calculado y los caudales acumulados anteriores según la ecuación (14.30). Para el cálculo del coeficiente de punta será necesario conocer también el caudal acumulado en cada línea, o lo que es lo mismo, la demanda acumulada por toda la componente conexa del nudo situado en el extremo aguas abajo de la misma. En la Tabla 4.14 se muestran tanto los coeficientes de punta como los caudales punta correspondientes a los cálculos presentados en la **Figura 14.12**

**Tabla 4.14. Coeficientes de punta y caudales punta para cada una de las líneas tras la primera iteración.**

Tubería	N (viviendas)	K <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> (l/min)
1	110	3,8276	421,040
2	60	4,4048	198,589
3	30	5,2705	158,115
4	20	6,0401	30,713
5	50	4,5972	206,483
6	20	6,0401	90,088
7	10	7,9639	79.639

A continuación se detalla el cálculo del caudal punta de cada tubería. Resulta evidente que las tuberías 3 y 7 son ramificadas, al tener un único extremo final. Por tanto, el cálculo de estas dos conducciones será inmediato. Además, tras la ordenación topológica, éstas deben aparecer en primer lugar, siendo indiferente si primero se calcula la tubería 3 y después la 7 o viceversa. Así, para estas conducciones, el caudal medio acumulado es el correspondiente a la demanda media de sus nudos extremos, esto es, 30 l/min en el caso de la tubería 3 y 10 l/min para la tubería 7. Con los parámetros con los que se está trabajando, los coeficientes punta serán, respectivamente, 5,2705 para la tubería 3 y 7,9639 para la tubería 7. Obsérvese de nuevo el efecto que tiene el número de viviendas en los coeficientes punta.

Siguiendo el orden establecido, a continuación aparecerán, también indistintamente, las tuberías 4 y 6. Ambas tuberías aportan agua a la tubería 7. Por ello, hasta que esta última no esté calculada, no se puede proceder con aquéllas. Se estudiará la tubería 6, entendiéndose que el cálculo de la tubería 4 se haría de manera análoga.

El primer problema que aparece con esta tubería 6 es el hecho de que el resultado del cálculo hidráulico proporciona un caudal negativo, lo cual obliga a cambiar la orientación de ésta. Según la orientación proporcionada por la simulación, la tubería 6 abastece directamente a los consumidores ubicados en el nudo E y a los del nudo F a través de la tubería 7. Aunque estos consumos no son completamente aportados por esta tubería, sí es cierto que cualquier evento que tenga lugar en cualquiera de estos dos nudos afectará necesariamente al caudal en esta tubería. Así pues, la tubería 6 abastece a 20 viviendas y el coeficiente de punta para 20 viviendas será de 6,0401. La tubería 4, que comparte el extremo final con la tubería 6, también tendrá, por tanto, el mismo coeficiente de punta.

En cuanto al caudal punta, éste se calculará como el producto del coeficiente de punta anterior por el caudal medio que daría esta tubería si se mantuviese el reparto de caudales que ha proporcionado el cálculo hidráulico. En este caso, el caudal medio correspondiente a las 20 viviendas abastecidas es de 20 l/min. Sin embargo, este caudal ha de ser suministrado entre las tuberías 4 y 6. Los resultados de la simulación hidráulica arrojan un reparto de 5,085 l/min procedentes de la tubería 4 y los otros 14,915 procedentes de la tubería 6. Así, por tanto, el coeficiente de punta deberá multiplicar al caudal total abastecido (20 l/min) corregido con la relación de consumo correspondiente:

$$Q_{p,6} = K_{p,6} \cdot \frac{Q_6}{Q_4 + Q_6} \cdot q_{p,E} = 6,0401 \cdot \frac{14,915}{5,085 + 14,915} \cdot 20 = 90,088 \text{ l/min} \quad (14.36)$$

De forma similar, se obtendría el caudal punta para la tubería 4 en esta primera iteración:

$$Q_{P,4} = K_{P,4} \cdot \frac{Q_4}{Q_4 + Q_6} \cdot q_{P,E} = 6,0401 \cdot \frac{5,085}{5,085 + 14,915} \cdot 20 = 30,713 \text{ l/min} \quad (14.37)$$

Una vez calculadas las tuberías 4 y 6, las siguientes según la ordenación topológica realizada serían las tuberías 2 y 5, también de manera indistinta. A continuación se detallan los cálculos correspondientes a la tubería 2 a partir de los resultados obtenidos. Dicha tubería aporta agua a los nudos B, C, E y F, es decir, a los nudos que forman parte de la componente conexas de B tras realizar la ordenación topológica. Esto supone un caudal medio demandado de 60 l/min.

Tras realizar los cálculos pertinentes se llega a que el coeficiente de punta para esta tubería será  $K_{P,2} = 4,4048$ . Con este coeficiente de punta, y según la ecuación (14.30) se obtendrá el caudal punta esperado en la línea 2. En este caso, la tubería 2 es la única que abastece al nudo B, por lo que no ha lugar a corregir el caudal con ninguna relación de consumo:

$$Q_{P,2} = K_{P,2} \cdot \frac{Q_2}{Q_2} \cdot q_{P,B} = 4,4048 \cdot \frac{45,085}{45,085} \cdot 45,085 = 198,589 \text{ l/min} \quad (14.38)$$

Con estos caudales punta se calculan las nuevas demandas en los nudos según la ecuación (14.34) vista anteriormente. Así, por ejemplo, la nueva demanda en el nudo B vendría dada por:

$$q_B = \underbrace{(Q_{B,2})}_{\text{ENTRANTE}} - \underbrace{(Q_{P,3} + Q_{P,4})}_{\text{SALIENTE}} = 198,589 - (158,115 + 30,713) = 9,761 \text{ l/min} \quad (14.39)$$

Una vez calculados, se procederá a un nuevo cálculo hidráulico, hasta que los caudales de las líneas procedentes del análisis hidráulico coincidan con los caudales punta calculados o bien el error medio cometido en el conjunto de todas las tuberías no supere una cierta tolerancia. En esta primera iteración, el error cometido, según la ecuación (14.35), asciende a 169134,7, claramente inadmisibles tratándose de un error en tanto por uno.

Si los caudales procedentes del cálculo hidráulico son todos positivos, los coeficientes de punta no variarán. A continuación se presentan todos los resultados obtenidos hasta que se alcanza el resultado final. En este ejemplo, son necesarias un total de seis iteraciones para alcanzar dicho resultado.

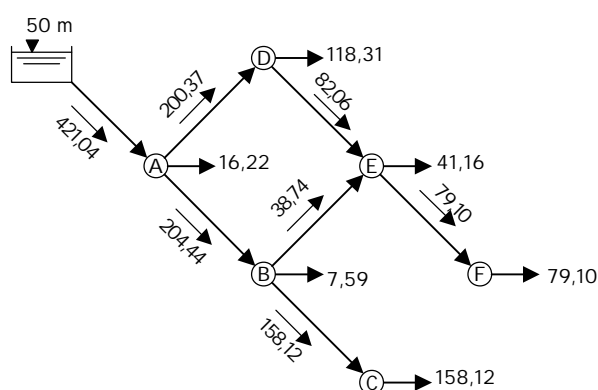
Tras las primeras iteraciones, la reducción en el error cometido es muy importante. Esto se debe principalmente al hecho de que no ha habido que corregir ninguna orientación de las tuberías, cosa que sí ocurrió en el primer caso.

**Tabla 4.15. Resultados de la 6ª Iteración.**

Demanda en los nudos		Caudales calculados en las líneas		Caudales punta
Nudos	q <sub>d</sub> (l/min)	Tubería	Q (l/min)	Q <sub>P</sub> (l/min)
A	16,22	1	421,04	421,04

B	7,59	2	204,44	204,44
C	158,12	3	158,12	158,12
D	118,31	4	38,74	38,74
E	41,16	5	200,37	200,37
F	79,10	6	82,06	82,06
		7	79,10	79,10
Error		$< 1 \times 10^{-6}$		

Tras esta sexta iteración se observa que todos los resultados hidráulicos del caudal prácticamente coinciden con los valores del caudal punta calculados por el método propuesto, lo que significa que el cálculo se podría dar por terminado. Los resultados de caudales tras finalizar el cálculo se muestran en la **Figura 14.14**.



**Figura 14.14. Caudales circulantes (en l/min) por la red del ejemplo tras finalizar el cálculo.**



## 7. BIBLIOGRAFÍA

- Arizmendi, J.L. (1991). *Instalaciones urbanas. Infraestructura y planeamiento. Tomo II: Infraestructura hidráulica y evacuación de residuos*. Ed. Bellisco. Madrid (España).
- Arocha, S. (1978). *Abastecimientos de agua. Teoría y diseño*. Ed. Vega. Caracas (Venezuela).
- Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento AEAS (2001). *Suministro de agua potable y saneamiento en España (2000)*. VII Encuesta nacional de abastecimiento, saneamiento y depuración. Ed. AEAS (España).
- Buchberger, S. G. & Wu, L. (1995). *Model for Instantaneous Residential Water Demands*. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, N° 3, Marzo 1995, pp. 232-246.
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F. (1990). *Sistemas hidráulicos a presión. Aspectos prácticos de su diseño y explotación*. Ed. Generalitat Valenciana. Conselleria d'Agricultura i Pesca. Valencia (España).
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M. y García, M. (1996). *Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua*. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cabrera, E., García-Serra, J. (1997). *Problemática de los abastecimientos urbanos. Necesidad de su modernización*. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cesario, A.L. (1995). *Modeling, Analysis and Design of Water Distribution Systems*. Ed. AWWA.
- García-Serra García, J. (1984). *Modelización y Mejora de la Red de Distribución de Agua de Gandía-Playa. Interconexión con la Red de Gandía Pueblo*. Proyecto Final de Carrera. E.T.S. Ing. Industriales. Universidad Politécnica de Valencia.
- Gascón Ricós, L. (2001). *Elaboración del plan Director de la Red de Distribución de la Cooperativa Valenciana El Plantío y La Cañada*. Proyecto Final de Carrera. E.T.S. Ing. Industriales. Universidad Politécnica de Valencia.
- Hernández Muñoz, A. (1990). *Abastecimiento y distribución de agua*. Colección SEINOR, N° 6. Ed. Paraninfo. Madrid (España).
- Hunter, R.B. (1940). *Methods of estimating loads in plumbing systems*. Rep. N° BMS 65, U.S. Bureau of Standards, Washington, D.C.
- Iglesias Rey, P.; Izquierdo Sebastián, J.; López Patiño, G. y Martínez Solano, F. J. (1999). *Geographical Information Systems (GIS) applied to Water Distribution Systems (WSS)*. En Drought Management Planning in Water Supply Systems. Kluwer Academic Publishers. Holanda, pp. 22-51.
- Instituto Nacional para la Calidad de la Edificación. M.O.P.U. Normas Tecnológicas.
- Lingireddy, S.; Wood, J.W. & Nelson, A. (1998). *Modified Pipe Network Model for Incorporating Peak Demand Requirements*. ASCE Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 124, N° 5, Septiembre/Octubre 1998, pp. 296-299.
- López Patiño, G. (1994). *Modelo Matemático de la Red Arterial de Distribución de Agua Potable a la Ciudad de Valencia*. Proyecto Final de Carrera. E.T.S. Ing. Industriales. Universidad Politécnica de Valencia.
- Martínez Solano, F.J. (1994). *Análisis y Elaboración de un Modelo Matemático del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Municipio de Jávea (Alicante)*. Proyecto Final de Carrera. E.T.S. Ing. Industriales. Universidad Politécnica de Valencia.

- Martínez Solano, F.J. (2002). *Aplicación de los sistemas de información geográfica a la gestión técnica de redes de distribución de agua potable*. Tesis Doctoral. Dept. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre 2002.
- Martínez Solano, F.J.; Pérez García, R.; e Iglesias Rey, P.L (2002). *Water Mains Creation Using GIS*. Proc. 5th AGILE Conference, Palma de Mallorca, pp. 547-556.
- Meneghin, M. (1999). *Fabbisogno, consumi, portate e perdite nella pratica di esercizio delle reti di distribuzione d'acqua potabile a sollevamento meccanico*. L'Acqua, N°4, Abril 1999, pp. 55-65.
- Ministerio de Industria, Comercio y Turismo (NIA, 1975). Orden Ministerial de 9 de Diciembre de 1975 por la que se aprueban la “*Normas Básicas para las Instalaciones Interiores de Suministro de Agua*”. Publicada en el Boletín Oficial del Estado de 12 de Febrero de 1976.
- Ministerio de Industria y Energía (1993). *Reglamento de instalaciones de protección contra incendios*. Real Decreto 1942/1993 de 5 de noviembre de 1993. B.O.E. de 14 de diciembre de 1993.
- Ministerio de Obras Públicas (1976). *Normas para la redacción de proyectos de abastecimiento de agua y saneamiento de poblaciones*.
- Ministerio de Obras Públicas (1996). *Norma Básica de la Edificación. Condiciones de protección contra incendios en los edificios*. NBE-CPI/96. Real Decreto 2177/1996 de 4 de octubre de 1996.
- Sedgewick, R. (1995). *Algoritmos en C++*. Ed. Addison-Wesley-Díaz de Santos.

# CAPÍTULO 15

## TÉCNICAS DE DISEÑO DE REDES.

Rafael Pérez García  
Joaquín Izquierdo Sebastián  
José L. Díaz Arévalo  
Pedro L. Iglesias Rey

### 1. INTRODUCCIÓN

La clave del éxito en el diseño de una red de distribución de agua reside no tanto en la formulación y utilización de modelos sofisticados y exhaustivos, sino más bien en la selección acertada de unas hipótesis de funcionamiento para el sistema, sin duda sujetas a un cierto grado de incertidumbre y aleatoriedad.

Hemos establecido que un problema de diseño que sea compatible (que tenga solución) cuenta con infinitas soluciones hidráulicamente factibles, por lo que el problema se puede plantear en términos de un sistema de ecuaciones indeterminado y es necesario seleccionar la mejor solución entre las infinitas posibles. Aunque no es exclusivo, el criterio de bondad que más utilizado para seleccionar la mejor solución es habitualmente el criterio económico.

El punto de vista económico es un criterio que ha terminado tomando un papel fundamental en el dimensionado de las redes, puesto que para un conjunto dado de condiciones de funcionamiento compatibles entre sí, existirá un número prácticamente ilimitado de soluciones que resulten técnicamente válidas, y en tal caso, el coste de las diversas soluciones será una buena característica que, identificará la mejor solución.

El planteamiento de un problema con infinitas soluciones, ha conducido de forma natural a la utilización de las técnicas de Investigación Operativa o Programación Matemática que, en definitiva, nos permiten seleccionar una de las infinitas soluciones siguiendo el objetivo de maximizar un cierto criterio de *bondad* de la solución. En el caso del llamado *diseño económico*, el objetivo consistirá en minimizar los costes implicados en la construcción y operación del sistema.

Otro de los grandes problemas que afectan al diseño de las redes de abastecimiento o de distribución de agua, en especial en el caso de las redes malladas, es la representación formal en un modelo de aquellos requisitos por los que escogemos una distribución topológica de tipo mallado. La formalización de las condiciones de *redundancia*, o de la *fiabilidad* a la que debería de conducir dicha redundancia es precisamente el gran reto contemporáneo que preside la investigación sobre el diseño de redes de abastecimiento.

Vamos a repasar a continuación dos modelos característicos para abordar el problema: en primer lugar, un modelo formulado con diámetros continuos, conocido como el método

de la *Serie Económica*, y a continuación expondremos un modelo en diámetros continuos, el *modelo de Programación Lineal*.

## 2. MÉTODO DE LA SERIE ECONÓMICA.

### 2.1. Introducción

Podemos clasificar los métodos de optimización en aquellos que utilizan diámetros *continuos* y los que emplean diámetro *discretos*, atendiendo al tratamiento que reciben los diámetros en el problema de dimensionado

Dentro del primer tipo de modelo, vamos a presentar a continuación el modelo conocido como de la *serie económica* (Munizaga, 1976). Se desarrolla inicialmente sobre un sistema compuesto por una serie de tuberías, en el que se impone una única restricción de presión entre sus extremos, y su característica principal consiste en que proporciona un diámetro uniforme para cada línea de la serie, no necesariamente normalizado o comercial, de manera que el coste del sistema sea mínimo.

Considerando las circunstancias apropiadas en cada caso, el método de la serie económica puede ser ampliado para el dimensionado de redes ramificadas y malladas, como veremos en sucesivos apartados.

El método está limitado porque proporciona soluciones que podemos calificar de *teóricas*, y necesita de un proceso posterior para *normalizar* el valor de los diámetros obtenidos, posterior al proceso de optimización propiamente dicho. A pesar de este inconveniente, presenta dos ventajas fundamentales. Por una parte, la sencillez, pues permite realizar el cálculo de una red por series de tuberías incluso sin el auxilio de un ordenador. Por otra parte, la economía, pues el coste de la solución final, una vez normalizados y ajustados los diámetros, dista muy poco del que obtendríamos con métodos mas sofisticados, como por ejemplo, mediante Programación Lineal (PL). En general, resulta una solución del orden de un 2-7% más cara que otra obtenida mediante PL, dependiendo del rigor y la exactitud en la normalización de diámetros.

Además de lo expuesto, una solución configurada con diámetros teóricos puede servir como punto de partida para la selección de diámetros candidatos en el método de Programación Lineal.

### 2.2. Hipótesis

Puesto que el método considera los diámetros de las tuberías como variables continuas, es necesario establecer una relación de tipo continuo entre el diámetro de la tubería y su coste unitario, denominada *curva de costes*, como por ejemplo:

$$c = A D^a$$

donde  $c$  es el coste unitario de la tubería (euro/metro lineal),  $D$  es el diámetro de la misma (m.), y los coeficientes  $A$  y  $a$  se determinan empíricamente. Concretamente, el coeficiente  $A$  correspondería al coste hipotético de una tubería de 1 metro de diámetro. El exponente  $a$  adopta valores comprendidos normalmente entre 1,0 y 2,0.

Para calcular los coeficientes de la curva de costes se parte de la lista de diámetros comerciales ( $D_j$ ) que deseamos emplear en el dimensionado, y sus correspondientes costes unitarios ( $c_j$ ); mediante la aplicación de logaritmos a la expresión de la curva de costes y tras efectuar una regresión lineal obtenemos:

$$a = \frac{\sum_{j=1}^m (\ln D_i)(\ln c_i) - \frac{\left(\sum_{j=1}^m \ln D_i\right)\left(\sum_{j=1}^m \ln c_i\right)}{m}}{\sum_{j=1}^m (\ln D_i)^2 - \frac{\left(\sum_{j=1}^m \ln D_i\right)^2}{m}} \quad ; \quad A = \exp \left[ \frac{\sum_{j=1}^m \ln c_i}{m} - a \frac{\sum_{j=1}^m \ln D_i}{m} \right]$$

siendo  $m$  el número de diámetros comerciales contemplados.

Por otro lado definiremos el *coeficiente de rozamiento unitario*  $r$  de una tubería como:

$$r = \frac{h_f}{L Q^2} (m^3 s^{-1})^{-2}$$

En general, para cualquier expresión de las pérdidas de carga, el coeficiente de rozamiento unitario adopta la forma:

$$r = B D^{-b}$$

en particular, si empleamos la fórmula de Darcy-Weisbach, suponiendo el factor de fricción constante, tendremos que:

$$B = \frac{8 f}{p^2 g} \quad ; \quad b = 5$$

### 2.3. Dimensionado económico de una serie de tuberías alimentada con altura de cabecera prefijada

Imaginemos un sistema como el mostrado por la Figura 15.1, compuesto por una serie de  $n$  tuberías, dispuestas entre el nudo 0, cuya altura piezométrica es conocida y de valor  $H_0$ , y el nudo extremo aguas abajo  $n$ , cuya altura piezométrica debe de ser  $H_n$ . Los caudales  $Q_i$  que circulan por cada una de las tuberías son conocidos, y distintos en general entre sí.

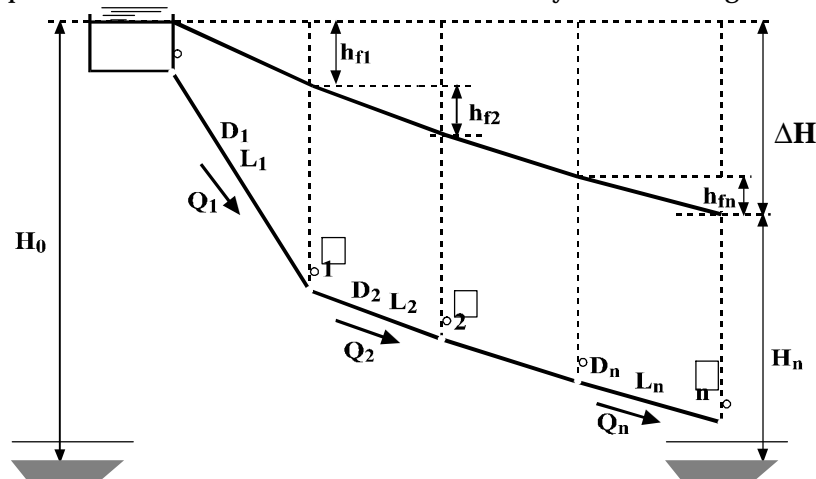


Figura 15.1 Serie de tuberías con altura de cabecera conocida

Admitiremos que el factor de fricción  $f$  es único para todas las tuberías e independiente de su diámetro y del caudal que trasiegan.

La pérdida de carga global a lo largo de la serie de tuberías  $? H$  viene dada por la diferencia entre las alturas piezométricas en los extremos de la serie:

$$DH = H_0 - H_n = \sum_{i=1}^n h_{f_i} = \sum_{i=1}^n r_i L_i Q_i^2 = \sum_{i=1}^n B D_i^{-b} L_i Q_i^2 = cte.$$

mientras que el coste total de las tuberías de la serie es:

$$C_T = \sum_{i=1}^n C_i = \sum_{i=1}^n c_i L_i = \sum_{i=1}^n A D_i^a L_i$$

Podemos establecer una relación entre el coste unitario de la tubería  $i$ ,  $c_i$  y su resistencia unitaria  $r_i$ , resultando:

$$c_i = A B^{a/b} r_i^{-a/b}$$

Haciendo uso de esta expresión, el coste total de las tuberías de la serie resulta:

$$C_T = A B^{a/b} \sum_{i=1}^n r_i^{-a/b} L_i$$

Supongamos que los diámetros de las tuberías  $(D_1...D_n)$  son tal que verifican exactamente la condición de que las pérdidas de carga que producen coinciden exactamente con  $? H$ . En esta situación vamos a reducir el diámetro de la tubería  $j$  con la intención de reducir el coste total de la serie. Esta reducción en uno de los diámetros provocará un incremento de la pérdida de carga  $? h$  cuyo valor será:

$$Dh = D r_j L_j Q_j^2 \text{ siendo } D r_j = r_j' (D_j - D D_j) - r_j (D_j)$$

Para restituir la altura piezométrica en el extremo de la serie situado aguas abajo será necesario aumentar el diámetro de alguna de las tuberías de la serie. Supongamos que se incrementa el diámetro de la tubería  $k$  de forma que se restituya la altura piezométrica:

$$Dh = D r_k L_k Q_k^2 \text{ siendo } D r_k = r_k (D_k) - r_k' (D_k + D D_k)$$

La modificación de los diámetros  $D_j$  y  $D_k$  incide sobre el coste de las tuberías, de forma que el abaratamiento conseguido en  $j$  será, de forma aproximada:

$$D C_j = \left| \frac{\partial C_j}{\partial r_j} \right| D r_j = \frac{a}{b} A B^{\frac{a}{b}} r_j^{-\frac{a+b}{b}} D r_j L_j$$

mientras que el encarecimiento de la tubería  $k$  será:

$$D C_k = \left| \frac{\partial C_k}{\partial r_k} \right| D r_k = \frac{a}{b} A B^{\frac{a}{b}} r_k^{-\frac{a+b}{b}} D r_k L_k$$

Si el conjunto de diámetros  $(D_1...D_n)$  representa una solución de coste mínimo y el valor  $? h$  es lo suficientemente pequeño, deberá cumplirse que:

$$D C_j = D C_k$$

lo que equivale a:

$$r_j^{\frac{a+b}{b}} D r_j L_j = r_k^{\frac{a+b}{b}} D r_k L_k$$

pero como:

$$Dh = D r_j L_j Q_j^2 = D r_k L_k Q_k^2$$

se cumplirá:

$$r_j^{\frac{a+b}{b}} Q_j^2 = r_k^{\frac{a+b}{b}} Q_k^2$$

Puesto que la condición obtenida no depende de cuales sean las tuberías j y k escogidas, podemos afirmar que la condición de mínimo coste en la serie económica se puede expresar como:

$$r_i^{\frac{a+b}{b}} Q_i^2 = \text{constante} = N \quad \forall i$$

La constante  $N$  se denomina **característica de la serie**.

La misma conclusión se puede obtener por medio de un razonamiento analítico, planteando el siguiente problema de optimización:

$$\text{Minimizar } C_T = A B^{\frac{a}{b}} \sum_{i=1}^n r_i^{\frac{a+b}{b}} L_i$$

$$\text{sujeto a } \sum_{i=1}^n h_{hi} = \sum_{i=1}^n r_i L_i Q_i^2 \leq DH$$

que puede resolverse aplicando el método de los multiplicadores de Lagrange, definiendo en primer lugar la función lagrangiana  $L = L(D_i, ?)$  como:

$$L = L(D_i, I) = A B^{\frac{a}{b}} \sum_{i=1}^n r_i^{\frac{a+b}{b}} L_i + I \left[ \sum_{i=1}^n r_i L_i Q_i^2 - DH \right]$$

cuyas variables independientes son los  $n$  diámetros de las tuberías  $(D_1, \dots, D_n)$  y el multiplicador  $I$ .

Las condiciones de óptimo del problema son:

$$a) \frac{\partial L}{\partial D_i} = 0 \quad \forall i \quad b) \frac{\partial L}{\partial I} = 0$$

Esta primera condición (tipo a) conduce a:

$$\frac{\partial L}{\partial D_i} = \frac{\partial L}{\partial r_i} \frac{d r_i}{d D_i} = \left[ -\frac{a}{b} A B^{\frac{a}{b}} r_i^{\frac{a+b}{b}} + I Q_i^2 \right] L_i \frac{d r_i}{d D_i} = 0 \rightarrow r_i^{\frac{a+b}{b}} Q_i^2 = \frac{a}{b} \frac{A B^{\frac{a}{b}}}{I}$$

La segunda condición (tipo b) representa simplemente la restricción de presión.

Puesto que  $I$  es un valor constante en el problema, la condición de economía se expresará en la forma:

$$r_i^{\frac{a+b}{b}} Q_i^2 = \frac{a}{b} \frac{A B^{a/b}}{L} = N = \text{constante} \quad \forall i$$

que es exactamente la misma relación que hemos obtenido mediante el razonamiento anterior.

El valor de la característica de la serie puede ser deducido a partir del valor  $H$  y la restricción de presión:

$$DH = \sum_{i=1}^n r_i L_i Q_i^2 = N^{\frac{b}{a+b}} \sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}}$$

y despejando de la expresión obtenemos:

$$N = \left[ \frac{DH}{\sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}}} \right]^{\frac{a+b}{b}}$$

Podemos expresar el coste total de la serie de tuberías como:

$$C_T = A B^{\frac{a}{b}} N^{\frac{-a}{a+b}} \left[ \sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right]$$

y dividiendo las expresiones del coste total y la pérdida total obtenemos:

$$C_T = \left[ \frac{A B^{a/b}}{N} \right] DH$$

A partir del valor de la característica de la serie podemos deducir el diámetro óptimo de la tubería  $j$  como:

$$r_j = N^{\frac{b}{a+b}} Q_j^{\frac{-2b}{a+b}} = \left[ \frac{DH}{\sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}}} \right]^{\frac{-2b}{a+b}}$$

y puesto que:

$$r_j = B D_j^{-b} \rightarrow D_j = B^{1/b} r_j^{-1/b}$$

obteniendo finalmente:

$$D_j = \left[ \frac{B}{DH} \sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right]^{1/b} Q_j^{\frac{2}{a+b}}$$

y si denominamos:

$$K = \left[ \frac{B}{DH} \sum_{i=1}^n L_i Q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right]^{1/b} = \frac{B^{1/b}}{N^{1/(a+b)}}$$



obtendremos la expresión del diámetro óptimo teórico  $D_j$  como:

$$D_j = K Q_j^{\frac{2}{a+b}}$$

donde  $K$  es una constante que depende de los parámetros de la serie y  $Q_j$  es el caudal que atraviesa la tubería  $j$ .

*Ejemplo: Dimensionado económico de una conducción general*

Diseñar desde un punto de vista económico el sistema de tuberías de la Figura 15.2 para los caudales indicados en la misma, sabiendo que la presión mínima de servicio requerida en el extremo es de 23 m. Suponemos un factor de fricción  $f = 0,015$  común a todas las tuberías.

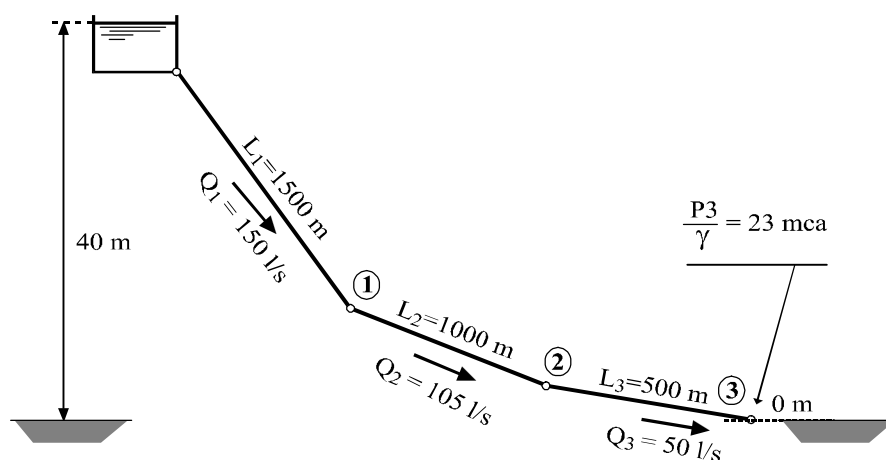


Figura 15.2. Ejemplo: Serie de tuberías

En primer lugar calcularemos de forma separada cada uno de los factores que aparecen en la expresión de la constante  $K$ . Consideramos la siguiente tabla de precios de la tubería y determinamos por interpolación el exponente  $a$  de la ecuación de costes.

Tabla 15.1. Relación coste diámetro para tubería instalada

D (m)	0,150	0,175	0,200	0,250	0,300	0,350	0,400
c (euro/m)	20,39	26,16	33,33	46,35	64,13	79,05	104,23

de modo que la ecuación de costes ajustada es:  $c = 455,78 \cdot D^{1,64}$  euro/m.

Por otro lado, de la ecuación de pérdidas se tiene:

$$B = \frac{8f}{p^2 g} = \frac{8 \cdot 0,015}{p^2 \cdot 9,81} = 0,00124 ; b = 5$$

mientras que la pérdida admitida es:

$$\Delta H = H_g - \frac{p_3}{g} = 40 - 23 = 17 \text{ mca.}$$

Finalmente obtenemos el valor del sumatorio:

$$\frac{2a}{a+b} = \frac{2 \cdot 1,64}{1,64+5} = 0,5$$

$$\sum_j L_j Q_j^{2a/(a+b)} = 1500 \cdot 0,15^{0,5} + 1000 \cdot 0,105^{0,5} + 500 \cdot 0,05^{0,5} = 1017$$

Sustituyendo ahora todo ello en la expresión de  $K$ , resulta:

$$K = \left( \frac{0,00124}{17} 1017 \right)^{1/5} = 0,594$$

con lo que podemos proceder ya a efectuar el cálculo de los diámetros. A la derecha de cada diámetro calculado figura el diámetro normalizado definitivo.

$$\frac{2}{a+b} = \frac{2}{1,64+5} = 0,30$$

$$D_1 = K Q_1^{0,3} = 0,594 \cdot 0,15^{0,3} = 0,336 \text{ m.} \Rightarrow D_1 = 350 \text{ mm.}$$

$$D_2 = K Q_2^{0,3} = 0,594 \cdot 0,105^{0,3} = 0,302 \text{ m.} \Rightarrow D_2 = 300 \text{ mm.}$$

$$D_3 = K Q_3^{0,3} = 0,594 \cdot 0,05^{0,3} = 0,242 \text{ m.} \Rightarrow D_3 = 250 \text{ mm.}$$

Para concluir, comprobemos la pérdida de carga real en la conducción correspondiente a los diámetros normalizados:

$$DH = \sum_i R_i L_i Q_i^2 = B \sum_i L_i D_i^{-5} Q_i^2 = 0,00124 \cdot (1500 \cdot 0,35^{-5} \cdot 0,150^2 + 1000 \cdot 0,3^{-5} \cdot 0,105^2 + 500 \cdot 0,25^{-5} \cdot 0,05^2) = 15,18 \text{ mca.}$$

valor que nos proporciona una presión de servicio real:

$$\frac{p_3}{g} = H_g - DH = 40 - 15,18 = 24,82 \text{ mca.}$$

ligeramente superior a la requerida.

#### 2.4. Dimensionado económico de una serie de tuberías alimentada con una altura de cabecera desconocida.

Otra posible aplicación del método de la serie económica, aunque no fue contemplada en el estudio realizado por Munizaga, es el dimensionado de una serie de tuberías alimentada por una estación de bombeo (representado en la Figura 15.3). Esta situación se presenta cuando la cota de alimentación es insuficiente para proporcionar una presión mínima de servicio en el extremo aguas abajo de la serie de tuberías. Al incluir el coste de la energía consumida se considera una base anual para la medida del coste total, de forma que, en lugar de trabajar con el coste total de una tubería se empleará el valor de la amortización anual de dicho coste, multiplicando por el factor de amortización  $a_t$ .

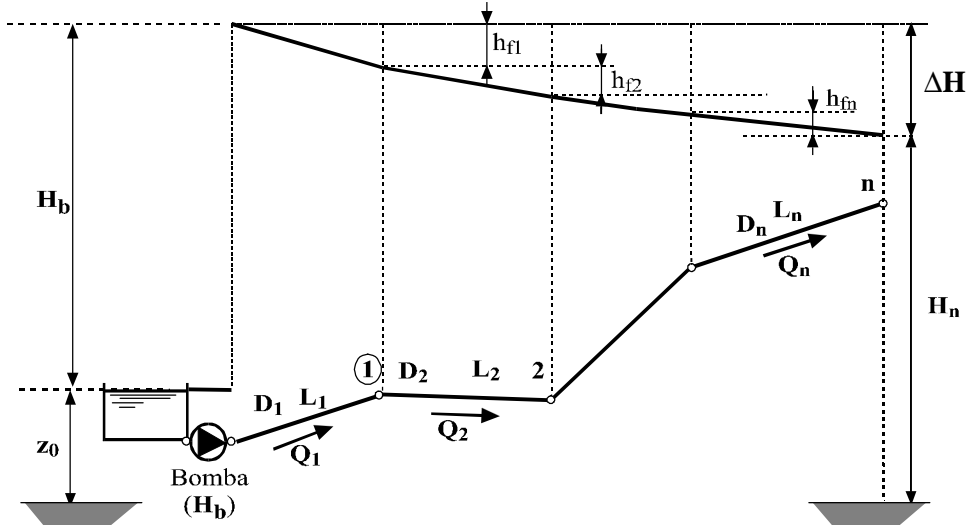


Figura 15.3 Serie de tuberías con altura de cabecera desconocida

El coste energético anual asociado a la operación de bombeo vale:

$$G_e (\text{euro/año}) = W(\text{kW}) \cdot nh (\text{horas/año}) \cdot p (\text{euro/kWh}) = \frac{9,81 \cdot q_b \cdot H_b \cdot nh \cdot p}{h}$$

donde  $q_b$  es el caudal bombeado y  $H_b$  es la altura de bombeo. Si consideramos que el caudal bombeado debe de ser un dato del problema, y suponemos que el rendimiento es aproximadamente constante en el rango de posibles valores de la altura de bombeo, el coste energético anual puede expresarse como una función lineal de la altura de bombeo  $H_b$  en la forma:

$$G_e = \left[ \frac{9,81 \cdot q_b \cdot nh \cdot p}{h} \right] \cdot H_b = K_b \cdot H_b$$

de modo que en este caso, la restricción de presión mínima para la serie de tuberías quedará:

$$\sum_{i=1}^n h_{fi} \leq DH = z_0 + H_b - H_n \Rightarrow \sum_{i=1}^n h_{fi} - H_b \leq z_0 - H_n$$

donde  $z_0$  representa la cota de aspiración de la bomba (cota del nudo 0).

Mediante el mismo razonamiento que en el caso con altura de cabecera conocida, consideremos que existe un conjunto de diámetros ( $D_1 \dots D_n$ ) y un valor de la altura de bombeo  $H_b$  tales que se ajustan a la restricción de presión (una solución *factible*). Si en esta situación se reduce el diámetro de la tubería  $j$ , de forma que  $D'_j = D_j - \Delta D_j$ , con la intención de reducir el coste total de la serie, se produce un incremento de la pérdida de carga  $\Delta h$  cuyo valor será:

$$\Delta h = D r_j \cdot L_j \cdot q_j^2 \quad \text{siendo} \quad D r_j = r'_j \Big|_{D'_j} - r_j \Big|_{D_j} = B (D_j'^{-b} - D_j^{-b})$$

La restauración de la altura en el nudo  $n$  puede realizarse bien mediante el incremento del diámetro de cualquier otra línea, o bien a través del aumento de la altura de bombeo  $H'_b$

$= H_b + \Delta h$ . Puesto que suponemos una pequeña variación en los alrededores de la solución óptima, el ahorro conseguido al reducir el diámetro  $D_j$  será igual al encarecimiento debido a una altura  $H'_b$  mayor, esto es:

$$DC_j = \frac{a}{b} \cdot A \cdot a_t \cdot B^{\frac{a}{b}} \cdot r_j^{\frac{a}{b}} \cdot L_j = K_b \cdot Dh = K_b \cdot Dr_j \cdot L_j \cdot q_j^2$$

y despejando obtendremos:

$$r_j^{\frac{a}{b}} \cdot q_j^2 = \frac{\frac{a}{b} \cdot A \cdot a_t \cdot B^{\frac{a}{b}}}{K_b}$$

Dado que los coeficiente  $a$ ,  $A$ ,  $b$ ,  $B$  y  $K_b$  son constantes para el problema planteado, de nuevo encontramos que la condición de economía se plasma en una característica de la serie, cuyo valor en esta ocasión será:

$$r_j^{\frac{a}{b}} \cdot q_j^2 = N(\text{constante}) = \frac{\frac{a}{b} \cdot A \cdot a_t \cdot B^{\frac{a}{b}}}{K_b} \quad (j = 1, \dots, n)$$

La característica  $N$  de la serie ya no depende en este caso de los caudales y longitudes de la serie de tuberías. Para obtener el valor óptimo de la altura de bombeo  $H_b$  será necesario calcular la pérdida de carga correspondiente a los diámetros óptimos. Despejando de la relación anterior obtenemos el valor de los coeficientes  $r_i$ :

$$r_i^{\frac{a}{b}} \cdot q_i^2 = \frac{\frac{a}{b} \cdot a_t \cdot A \cdot B^{\frac{a}{b}}}{K_b} = N \Rightarrow r_i = N^{\frac{b}{a+b}} q_i^{\frac{-2b}{a+b}}$$

de modo que la pérdida de carga total en la serie de tuberías será:

$$\sum_{i=1}^n h_i = \sum_{i=1}^n r_i \cdot L_i \cdot q_i^2 = N^{\frac{b}{a+b}} \sum_{i=1}^n L_i \cdot q_i^{\frac{2a}{a+b}} = DH = z_0 + H_b - H_n$$

de modo que finalmente, la altura de bombeo resultará:

$$H_b = H_n - z_0 + N^{\frac{b}{a+b}} \left[ \sum_{i=1}^n L_i \cdot q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right]$$

El coste total anual del sistema  $C_T$  estará compuesto de dos sumandos, a saber, el coste de amortización de la inversión en tuberías  $G_a$  y el coste energético  $G_e$ :

$$C_T = G_a + G_e$$

$$G_a = a_t \cdot A \cdot B^{\frac{a}{b}} \cdot N^{\frac{-a}{a+b}} \left[ \sum_{i=1}^n L_i \cdot q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right]$$

$$G_e = K_b \cdot H_b = K_b \left\{ H_n - z_0 + N^{\frac{b}{a+b}} \left[ \sum_{i=1}^n L_i \cdot q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right] \right\}$$

y puede escribirse también como:

$$C_T = K_b \cdot [H_n - z_0] + K_b \cdot N^{\frac{b}{a+b}} \left( 1 + \frac{b}{a} \right) \left[ \sum_{i=1}^n L_i \cdot q_i^{\frac{2a}{a+b}} \right] = K_b \cdot [H_n - z_0] + K_b \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right) \Delta H$$

Los tres términos del coste total anual pueden interpretarse como sigue: el término  $K_b[H_n - z_0]$  sería el coste energético empleado en vencer el desnivel geométrico; el término  $K_b \Delta H$  representa el coste energético invertido para vencer las pérdidas de carga y junto con el anterior representan el coste energético total anual; finalmente, el término  $K_b(b/a) \Delta H$  equivale a la amortización anual de las tuberías.

Los diámetros óptimos  $D_i$  pueden obtenerse a partir de la definición de  $r_i$  y la condición de economía, de forma que:

$$D_i = \left[ \frac{b}{a} \frac{B \cdot K_b}{a_i \cdot A} \right]^{\frac{1}{a+b}} q^{\frac{2}{a+b}} = K \cdot q^{\frac{2}{a+b}}$$

Formalmente, la expresión es similar al caso con altura de cabecera conocida, solo que la constante del problema  $K$  es distinta.

## 2.5. Aplicación al dimensionado de redes ramificadas

El método de la serie económica que acabamos de repasar para el caso de tuberías en serie puede extenderse fácilmente al dimensionado de redes ramificadas.

Para ello, hay que determinar en primer lugar el caudal de diseño en cada rama a partir de los consumos, acumulando éstos ordenadamente desde los extremos hasta las arterias principales. En este caso, podemos calcular el caudal circulante por cada una de las líneas de red como:

$$q_i = \sum_{k \in A_i} Q_k$$

expresión en la que  $A_i$  representa el conjunto de nudos situados aguas debajo de la línea  $i$ , incluido el propio nudo  $i$ .

En otras ocasiones, el caudal de diseño en cada rama se calcula directamente por criterios probabilísticos, utilizando, por ejemplo, el método de Clément en redes de riego a la demanda, o en función de las condiciones de uso más desfavorables (redes de incendios), en cuyo caso la ecuación de continuidad en los nudos para los caudales de diseño deja de verificarse, aunque esto no importa en ninguno de los métodos de diseño revisados.

Una vez establecidos los caudales de diseño, escogemos una serie de tuberías, definiendo un trayecto entre el nudo de cabecera y un nudo de la red elegido, usualmente el más alejado o el más desfavorable, que será el denominado *nudo crítico*. El trayecto escogido entre la cabecera y dicho nudo crítico se denominará, como era de esperar, *trayecto crítico*.

En el caso de que la red esté alimentada con una altura de cabecera conocida, la condición que permite seleccionar el nudo crítico se resume en la siguiente expresión:

c crítico si :  $j_{disp, c} = \min \{j_{disp, i}\} \forall i$  siendo :

$$j_{disp, i} = \frac{h_{f, admisible}(0 \rightarrow i)}{\sum_{j \in S_i} L_j} = \frac{H_0 - H_{min, i}}{\sum_{j \in S_i} L_j} = \frac{H_0 - \left( z_i + \frac{P_{min, i}}{g} \right)}{\sum_{j \in S_i} L_j}$$

El nudo crítico será aquel que presente, en comparación con el resto de los nudos, normalmente los de consumo, el menor valor de la pendiente hidráulica admisible.

En el caso de que la red ramificada esté alimentada por una estación de bombeo, el nudo y trayecto crítico se determinan considerando cual de ellos necesitará una mayor altura de bombeo. Para estimar la altura necesaria de cada nudo se considera un valor de la pendiente hidráulica  $j^*$  como referencia, de forma similar al método de la pendiente uniforme (capítulo 10).

Si en la red existe un nudo que reúne las dos condiciones simultáneamente, esto es, es el más alejado de la cabecera y el que necesita mayor altura piezométrica, dicho nudo es inequívocamente el crítico.

Conocida la altura piezométrica en cabecera del trayecto crítico y la presión de servicio requerida en el nudo extremo aguas abajo, determinamos la pérdida de carga admisible  $\Delta H$  en dicho trayecto por diferencia de las alturas piezométricas en ambos extremos, y a continuación,...

Conocida la altura piezométrica en cabecera del trayecto crítico y la presión de servicio requerida en el nudo extremo aguas abajo, determinamos la pérdida de carga admisible  $\Delta H$  en dicho trayecto por diferencia de las alturas piezométricas en ambos extremos, y a continuación, dimensionaremos las líneas del trayecto crítico mediante la expresión de la *serie económica*:

$$D_i = K \cdot q_i^{\frac{2}{a+b}} \left\{ \begin{array}{l} K = \left[ \frac{b K_b B}{a_t a A} \right]^{\frac{1}{a+b}} \quad (\text{Altura cabecera incógnita}) \\ K = \left[ \frac{B}{\Delta H} \sum_{k=1}^n L_k q_k^{\frac{2a}{a+b}} \right]^{\frac{1}{b}} \quad (\text{Altura cabecera conocida}) \end{array} \right.$$

Los diámetros que hemos obtenido son teóricos, en el sentido de que pueden coincidir o no con valores comercialmente disponibles, y habitualmente no coinciden. Para conseguir una solución de proyecto será necesario asignar diámetros normalizados a las líneas del trayecto. Este proceso puede llevarse a cabo de diversas formas. Por ejemplo, podemos asignar a cada línea el diámetro comercial inmediato superior al teórico obtenido (*supranormalización*) o bien asignar el inmediato inferior (*infranormalización*), o simplemente considerar el más próximo (*criterio de proximidad*).

Otra posibilidad, que no es necesariamente la mejor, consistirá en dividir cada tramo en dos diámetros comerciales (inmediatamente anterior y posterior al obtenido), calculando la longitud de cada uno de forma que introduzcan en el tramo la misma pérdida de carga que la obtenida con el diámetro teórico.

Para desdoblar un tramo de diámetro teórico  $D_i$  en dos, cuyos diámetros comerciales  $D_i(\text{inf})$  y  $D_i(\text{sup})$  provoquen la misma pérdida de carga que el diámetro original, se resuelve el sistema de ecuaciones:

$$\frac{8 f_i L_i}{p^2 g D_i^5} Q_i^2 = \frac{8 Q_i^2}{p^2 g} \left( \frac{f_i(\text{inf}) L_i(\text{inf})}{D_i^5(\text{inf})} + \frac{f_i(\text{sup}) L_i(\text{sup})}{D_i^5(\text{sup})} \right)$$

$$L_i = L_i(\text{inf}) + L_i(\text{sup})$$

donde  $L_i(\text{inf})$  y  $L_i(\text{sup})$  son las incógnitas a determinar, esto es, las longitudes correspondientes a cada diámetro comercial, mientras que los valores del factor de fricción  $f_i(\text{inf})$  y  $f_i(\text{sup})$  serán conocidos para el caudal circulante  $Q_i$  y el diámetro comercial propuesto.

En el proceso de normalización es necesario garantizar que todos los nudos intermedios del trayecto alcanzan la presión mínima requerida, pero todavía es necesario ir más allá para garantizar que la altura en los nudos de la serie que a su vez sean origen de nuevas ramificaciones, resulte suficiente para garantizar las presiones mínimas en los extremos de las ramas que de ellas parten.

Una condición de garantía será asegurar que la altura en ellos supere a la que les hubiera correspondido de asignar una pendiente hidráulica uniforme a toda la serie e igual a la pendiente crítica. La garantía proviene en este caso del hecho de que la serie escogida se supone que es la más desfavorable de la red. Con todo, esta condición es más exigente de lo necesario.

Caben otras posibilidades para realizar la normalización, puesto que es un proceso que puede plantearse también en términos de una elección económica, pero esto es algo que se comprende mucho mejor en la exposición del siguiente método que utiliza un modelo de Programación Lineal.

Una vez hemos dimensionado completamente el trayecto crítico con diámetros comerciales ya estamos en disposición de seguir dimensionando el resto de las líneas siguiendo el mismo criterio, esto es, en orden de criticidad decreciente.

*Ejemplo: Dimensionado de una la red ramificada con altura de cabecera conocida*

Tomamos de nuevo la red ramificada del ejemplo del Capítulo 10 para aplicar los principios del método de la Serie Económica. Las pérdidas de carga se calcularán mediante la fórmula de Darcy considerando un factor de fricción para todas las conducciones de valor  $f = 0,02$ .

El diámetro de las tuberías debe de ser tal que para el estado de consumos de la figura, la presión mínima que se admite en los nudos de consumo (nudos 2, 4, 6, 8 y 9) es  $P/?$  (mínima) = 20 mca.

La velocidad resultante en las líneas con los diámetros finales deberá estar comprendida entre los siguientes límites máximo y mínimo:  $v_{\min} = 0,5 \text{ m/s}$  y  $v_{\max} = 2,0 \text{ m/s}$  en todos los casos.

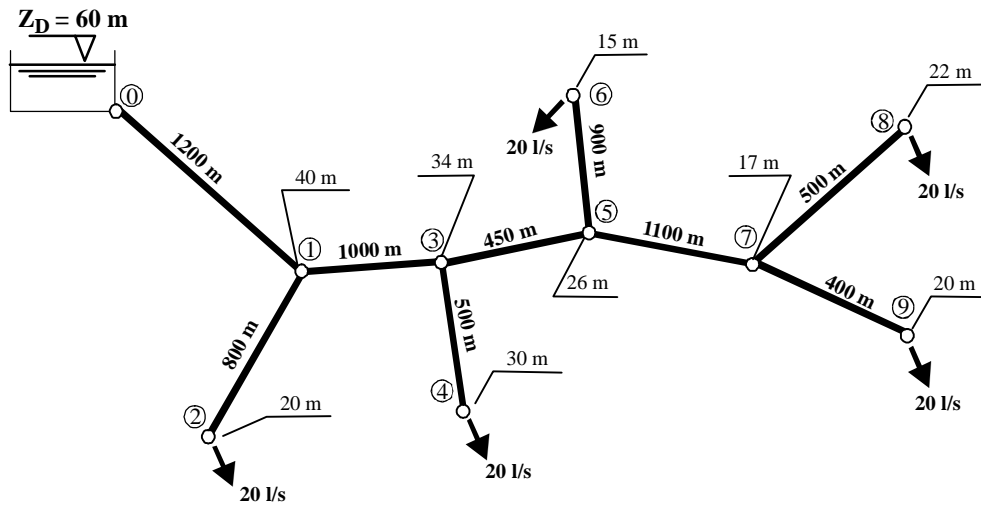


Figura 15.4. Red ramificada alimentada por gravedad

El precio de las tuberías comerciales a emplear en la solución final se indica en la siguiente tabla:

Diámetro (mm)	80	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
Precio (euro/m)	5,47	6,20	7,15	10,19	13,08	16,67	23,18	32,06	39,52	52,11	62,75	75,32

Con estas premisas vamos a dimensionar las tuberías de la red mediante el método de la Serie Económica.

#### Cálculo de los caudales circulantes

El primer paso consiste en determinar los caudales circulantes por las líneas por acumulación de los consumos que se realizan aguas abajo de dichas líneas, de modo que resultan los siguientes:

Línea	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	0,1	0,02	0,08	0,02	0,06	0,02	0,04	0,02	0,02

#### Selección de diámetros comerciales candidatos

Puesto que en el dimensionado solo vamos a poder utilizar aquellos diámetros comerciales que den lugar a velocidades comprendidas entre  $v_{\min}$  y  $v_{\max}$ , vamos a calcular en primer lugar las velocidades que resultan de aplicar cada uno de los diámetros comerciales a cada una de las líneas, por medio de la expresión  $v_i = (4 q_i / \pi D^2)^{1/2}$ , tal y como muestra la tabla siguiente:

Velocidad (m/s) en las líneas en función del diámetro empleado



Línea	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Diámetros comerciales (mm)									
		125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
1	0,1	3,15	3,66	4,16	4,18	4,04	4,41	4,04	3,80	3,63	3,51
2	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	0,41	0,28	0,21	0,16	0,13	0,10
3	0,08	3,52	4,53	3,33	2,55	1,63	1,13	0,83	0,64	0,50	0,41
4	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	0,41	0,28	0,21	0,16	0,13	0,10
5	0,06	1,89	3,40	2,49	1,91	1,22	0,85	0,62	0,48	0,38	0,31
6	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	0,41	0,28	0,21	0,16	0,13	0,10
7	0,04	3,26	2,26	1,66	1,27	0,81	0,57	0,42	0,32	0,25	0,20
8	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	0,41	0,28	0,21	0,16	0,13	0,10
9	0,02	1,63	1,13	0,83	0,64	0,41	0,28	0,21	0,16	0,13	0,10

*Cálculo de las pendientes hidráulica correspondientes a los diámetros candidatos*

Como ya hicimos en el Capítulo 10 calcularemos la pendiente hidráulica de los diámetros posibles en cada una de las líneas. El cálculo previo de los diámetros candidatos y su pérdida de carga no es realmente necesario, al menos en esta etapa de resolución, pero es una información que resulta muy útil para evaluar el comportamiento hidráulico de las distintas tuberías disponibles.

*Pendiente hidráulica (mca/km) en función del diámetro empleado*

Línea	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Diámetros comerciales (mm)									
		125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
1	0,1						6,80	3,15	1,61	0,90	0,53
2	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
3	0,08					10,83	4,35	2,01	1,03	0,57	
4	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
5	0,06				18,59	6,09	2,45	1,13			
6	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
7	0,04			16,11	8,26	2,71	1,09				
8	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						
9	0,02	21,66	8,70	4,03	2,07						

### Resolución mediante el método de la Serie Económica (SE)

En el método de la SE son variables de decisión del problema los diámetros  $D_i$  de las líneas, considerados como variables continuas. La normalización de los diámetros teóricos se realizará mediante dos diámetros comerciales por línea, igualando las pérdidas de los dos tramos a la pérdida que produce el diámetro teórico. Hay que comprobar que además, se verifican las restricciones de velocidad en las líneas, puesto que no se incluyen explícitamente en la formulación.

El primer paso consiste en interpolar una función de coste unitario de la tubería en función del diámetro, del tipo:

$$c(\text{euro}/m) = A D^a$$

Aplicando logaritmos a la expresión anterior y realizando una interpolación por mínimos cuadrados al conjunto de datos de los diámetros admisibles (comprendidos entre 125 mm y 500 mm) obtenemos la siguiente interpolación:

$$c(\text{euro}/m) = 238,07 \cdot D(m)^{1,6709}$$

El siguiente paso consiste en determinar cual es la serie de tuberías que, en razón de su pendiente hidráulica disponible, resulta más crítica. Esta misma operación ya ha sido realizada en la aplicación del método de la pendiente hidráulica uniforme en el Capítulo 10.

Nudo	Longitud desde la cabecera al nudo (m)	$h_f$ disponible (mca) $= z_D - z_i - P_{\min}/?$	Pendiente J (mca/km) disponible $= h_f/L$
2	2000	20	10
4	3700	10	2,704
6	3550	25	7,04
8	4250	18	4,23
9	4150	20	4,82

Se comprueba que el nudo más crítico es el **4**, y por esta razón dimensionaremos en primer lugar el conjunto de líneas comprendidas entre el nudo de cabecera y el nudo 4, esto es, las líneas **1, 3 y 4**.

#### Dimensionado de la serie 0-1-3-4:

Para acometer el dimensionado de una serie de tuberías por medio del método de la serie económica, supuesto que el valor de la altura piezométrica en la cabecera de la serie es conocida, se utiliza la siguiente expresión:

$$D_i = K \cdot q_i^{\frac{2}{a+5}} = \left[ \frac{B}{DH} \sum_{k=1,3,4}^n L_k q_k^{\frac{2a}{a+5}} \right]^{\frac{1}{5}} q_i^{\frac{2}{a+5}} \quad \text{siendo } B = \frac{8 \cdot f}{p^2 \cdot g}$$

que nos proporciona los diámetros teóricos  $D_i$  de las líneas de la serie.

En el problema concreto que estamos tratando, se considera un valor del factor de fricción  $f = 0,02$  igual en todas las líneas, y el exponente de la curva de costes vale  $a = 1,67$ , de modo que la expresión anterior resultará:

$$D_i = \left[ \frac{\frac{8 \cdot 0,02}{3,1416^2 \cdot 9,81} \left( 1200 \cdot 0,1^{0,5} + 1000 \cdot 0,08^{0,5} + 500 \cdot 0,02^{0,5} \right)}{10} \right]^{\frac{1}{5}} \quad q_i^{0,3} = 0,6555 \cdot q_i^{0,3}$$

Recordemos que la pérdida de carga admisible en la serie 0-1-3-4 es:

$$DH \text{ (serie 0-4)} = Z_D - Z_4 - \frac{P_{4,min}}{g} = 60 - 30 - 20 = 10 \text{ mca}$$

Aplicando la expresión anterior a las líneas de la serie actual (líneas **1**, **3** y **4**) obtenemos los siguientes resultados:

Línea	Caudal $q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro teórico $D_i$ (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)	Diámetros comerciales (m)
<b>1</b>	0,1	0,329	5,15	0,350 / 0,300
<b>3</b>	0,08	0,307	3,89	0,350 / 0,300
<b>4</b>	0,02	0,203	0,96	0,250 / 0,200
$h_f$ total (mca)			10,00	

El procedimiento de normalización consistirá en determinar los segmentos de diámetros comerciales que hay que aplicar en cada línea para conseguir **la misma pérdida de carga que proporciona el diámetro teórico**. No obstante, antes de continuar hay que poner de relieve una circunstancia importante: según nos muestra la tabla anterior, en la línea **4** sería necesario disponer diámetros comerciales de 200 mm y de 250 mm; sin embargo, el diámetro comercial de 250 mm ubicado en dicha línea da lugar a una velocidad de circulación de 0,41 m/s (ver tabla correspondiente), que resulta inadmisibile. Dicho de otro modo, la línea **4** solo puede contar con un diámetro comercial de 200 mm, con una pérdida de carga asociada de:

$$h_{f,4}(D=0,2) = \frac{8 \cdot 0,02 \cdot 500}{p^2 \cdot 9,81 \cdot 0,2^5} 0,02^2 = 1,04 \text{ mca}$$

El resto de la pérdida de carga hasta los 10 mca en la serie deberá corresponder a la pérdida de carga en las líneas **1** y **3**, esto es  $h_{f,1} + h_{f,3} = 8,96$  mca.

Suponiendo que esta modificación no afecta a la selección de la pareja de diámetros comerciales considerados en las líneas **1** y **3**, vamos a normalizar dichas líneas de modo conjunto. Imaginemos que toda la línea **3** está constituida por un diámetro comercial de 300 mm, mientras que la línea **1** cuenta con un tramo de longitud  $x$  de diámetro 350 mm y otro, de longitud  $(1200 - x)$  y diámetro 300 mm. En tal caso tendremos:

$$\frac{8 f x}{p^2 g 0,35^5} q_1^2 + \frac{8 f (L_1 - x)}{p^2 g 0,3^5} q_1^2 + \frac{8 f L_3}{p^2 g 0,3^5} q_3^2 = h_{f,1} + h_{f,3} = 8,96 \text{ mca}$$

$$\frac{8 \cdot 0,02}{p^2 \cdot g} \left[ \left( \frac{x}{0,35^5} + \frac{(1200 - x)}{0,3^5} \right) \cdot 0,1^2 + \frac{1000}{0,3^5} \cdot 0,08^2 \right] = 8,96 \text{ mca}$$

$$3,65 \cdot 10^{-3} \cdot x = 3,55 \quad \rightarrow \quad x = 972,6 \text{ m}$$

La configuración definitiva de la serie **0-1-3-4** será la que se indica en la siguiente tabla.

Línea	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)
<b>1</b>	0,350	972,6	3,06
	0,300	227,4	1,55
<b>3</b>	0,300	1000,0	4,35
<b>4</b>	0,200	500,0	1,04

Una vez dimensionada la serie **0-1-3-4** podemos calcular las alturas piezométricas en sus nudos:

$$H_1 = Z_D - h_{f,1} = 60 - 3,06 - 1,55 = \mathbf{55,39 \text{ mca}}$$

$$H_3 = H_1 - h_{f,3} = 55,39 - 4,35 = \mathbf{51,04 \text{ mca}}$$

$$H_4 = H_3 - h_{f,4} = 51,04 - 1,04 = \mathbf{50 \text{ mca}} \quad \text{6 } P_4/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

Desde el nudo **3** se alimenta la línea **2**, que puede ser dimensionada simplemente haciendo uso de la fórmula de Darcy. Dejaremos el dimensionado de esta línea para el final.

El resto del sistema (líneas **5, 6, 7, 8** y **9**) se dimensionará como si se tratase de una red ramificada con altura en cabecera conocida (la cabecera será en este caso el nudo **3**). En primer lugar hay que determinar el nudo crítico dentro de la subred que resta por dimensionar, teniendo en cuenta que la pérdida de carga admisible será ahora:

$$h_{f,adm} = H_3 - Z_i - \frac{P_{min,i}}{g}$$

y que la longitud en tubería a considerar en cada una de las posibles series se cuenta desde el nudo 3.

Nudo	Longitud desde 3 al nudo (m)	$h_f$ disponible (mca) = $H_3 - z_i - P_{min}/?$	Pendiente J (mca/km) disponible = $h_f/L$
<b>6</b>	1350	51,04 - 35 = 16,04	11,88
<b>5</b>	2050	51,04 - 42 = 9,04	1,41

9	1950	51,04 - 40 = 11,04	5,66
---	------	--------------------	------

Como muestra la tabla, el nudo crítico es ahora el **8** y en consecuencia, procede dimensionar la serie **3-5-7-8**.

Dimensionado de la serie 3-5-7-8:

Recordemos la expresión general que nos proporciona el diámetro teórico más económico:

$$D_i = K \cdot q_i^{\frac{2}{a+5}} = \left[ \frac{B}{DH} \sum_{k=5,7,8}^n L_k q_k^{\frac{2a}{a+5}} \right]^{\frac{1}{5}} q_i^{\frac{2}{a+5}} \quad \text{siendo } B = \frac{8 \cdot f}{p^2 \cdot g}$$

En esta serie,  $\Delta H = H_3 - H_{8,\min} = 9,04$  mca, mientras que el sumatorio extendido a todas las líneas de la serie vale:

$$\sum_{j=5,7,8} L_j \cdot q_j^{0,5} = 450 \cdot 0,06^{0,5} + 1100 \cdot 0,04^{0,5} + 500 \cdot 0,02^{0,5} = 400,94$$

La expresión para obtener el diámetro teórico de las líneas resultará pues:

$$D_i = 0,5929 \cdot q_i^{0,3} \quad (q_i \text{ en m}^3/\text{s}; D_i \text{ en m})$$

Aplicando la expresión anterior a las líneas de la serie actual (líneas **5**, **7** y **8**) obtenemos:

Línea	Caudal $q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro teórico $D_i$ (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)	Diámetros comerciales (m)
5	0,06	0,255	2,49	0,300 / 0,250
7	0,04	0,226	4,95	0,250 / 0,200
8	0,02	0,183	1,60	0,200 / 0,175
$h_f$ total (mca)			9,04	

Puesto que las parejas de diámetros comerciales son diferentes en cada una de las líneas, calcularemos de forma separada en cada una de ellas cual debe de ser la longitud de los segmentos de cada diámetro para producir las mismas pérdidas de carga que produce el diámetro teórico obtenido.

*Normalización de la línea 5:*

Denominaremos **x** a la incógnita que representa la longitud de diámetro 300 mm en la línea 5. De este modo:

$$h_{f,5} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,30^5} q_5^2 + \frac{8 f (L_5 - x)}{p^2 g 0,25^5} q_5^2 = 2,49 \text{ mca}$$

$$3,64 \cdot 10^{-3} \cdot x = 0,2505 \quad \rightarrow \quad x = 68,8 \text{ m}$$

La línea **5** estará compuesta por 68,8 m de diámetro 300 mm y 381,2 m de 250 mm.

*Normalización de la línea 7:*

Si **x** es la incógnita que representa la longitud de diámetro 250 mm en la línea 7, tenemos:

$$h_{f,7} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,25^5} q_7^2 + \frac{8 f (L_7 - x)}{p^2 g 0,20^5} q_7^2 = 4,95 \text{ mca}$$

$$5,55 \cdot 10^{-3} \cdot x = 4,136 \quad \rightarrow \quad x = 745,2 \text{ m}$$

La línea **7** estará compuesta por 745,2 m de diámetro 250 mm y 354,8 m de 200 mm.

*Normalización de la línea 8:*

Si **x** representa la longitud de diámetro 200 mm en la línea 8 tendremos:

$$h_{f,8} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,20^5} q_8^2 + \frac{8 f (L_8 - x)}{p^2 g 0,175^5} q_8^2 = 1,60 \text{ mca}$$

$$1,96 \cdot 10^{-3} \cdot x = 0,415 \quad \rightarrow \quad x = 211,7 \text{ m}$$

La línea **8** estará compuesta por 211,7 m de diámetro 200 mm y 288,3 m de 175 mm, de modo que los resultados finales para la serie **3-5-7-8** serán:

Línea	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)
<b>5</b>	0,300	68,8	0,17
	0,250	381,2	2,32
<b>7</b>	0,250	745,2	2,02
	0,200	354,8	2,93
<b>8</b>	0,200	211,7	0,44
	0,175	288,3	1,16

y las alturas piezométricas en los nudos de la serie:

$$H_5 = H_3 - h_{f,5} = 51,04 - 0,17 - 2,32 = \mathbf{48,55 \text{ mca}}$$

$$H_7 = H_5 - h_{f,7} = 48,55 - 2,02 - 2,93 = \mathbf{43,60 \text{ mca}}$$

$$H_8 = H_7 - h_{f,8} = 43,60 - 0,44 - 1,16 = \mathbf{42,00 \text{ mca}} \quad \mathbf{6 \text{ P}_8/? = 20 \text{ mca}}$$

El dimensionado de las líneas **2**, **6** y **9** resulta muy sencillo, puesto que se trata de líneas simples con altura en cabecera conocida.

*Dimensionado de la línea 2:*

La línea **2** se alimenta desde el nudo **1** ( $H_1 = 55,39 \text{ mca}$ ) y su extremo aguas abajo (nudo **2**) necesita una altura piezométrica mínima de  $H_{2,\min} = Z_2 + P_{\min,2}/? = 20 + 20 = 40 \text{ mca}$ , de modo que la pérdida de carga admisible en esta línea será:

$$h_{f,2} = 15,39 \text{ mca} = H_1 - H_{2,\min} = \frac{8 f L_2}{p^2 g D_2^5} q_2^2 \rightarrow D_2 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 800 \cdot 0,02^2}{p^2 \cdot 9,81 \cdot 15,39}} = 0,128 \text{ m}$$

y en consecuencia, el diámetro teórico que produce tal pérdida es  $D_2 = 0,128 \text{ m}$ . Para su normalización será necesario utilizar tuberías de 150 y 125 mm, debiendo cumplirse la igualdad de pérdidas, de modo que si  $x$  es la longitud del diámetro 150 mm dentro de la línea, obtenemos:

$$h_{f,2} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,15^5} q_2^2 + \frac{8 f (L_2 - x)}{p^2 g 0,125^5} q_2^2 = 15,39 \text{ mca}$$

$$12,96 \cdot 10^{-3} \cdot x = 1,938 \rightarrow x = 149,5 \text{ m}$$

Línea	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)
<b>2</b>	0,150	149,5	1,30
	0,125	650,5	14,09

*Dimensionado de la línea 6:*

La línea **6** va desde el nudo **5** ( $H_5 = 48,55 \text{ mca}$ ) hasta el nudo **6**, que requiere una altura piezométrica mínima de  $H_{6,\min} = Z_6 + P_{\min,6}/? = 15 + 20 = 35 \text{ mca}$ ; así, la pérdida de carga admisible en esta línea será:

$$h_{f,6} = 13,55 \text{ mca} = H_5 - H_{6,\min} = \frac{8 f L_6}{p^2 g D_6^5} q_6^2 \rightarrow D_6 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 900 \cdot 0,02^2}{p^2 \cdot 9,81 \cdot 13,55}} = 0,134 \text{ m}$$

Para su normalización será necesario utilizar tuberías de 150 y 125 mm, debiendo cumplirse la igualdad de pérdidas, de modo que si  $x$  es la longitud del diámetro 150 mm dentro de la línea, obtenemos:

$$h_{f,6} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,15^5} q_6^2 + \frac{8 f (L_6 - x)}{p^2 g 0,125^5} q_6^2 = 13,55 \text{ mca}$$

$$12,96 \cdot 10^{-3} \cdot x = 5,944 \quad \rightarrow \quad x = 458,6 \text{ m}$$

Línea	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)
6	0,150	458,6	3,99
	0,125	441,4	9,56

*Dimensionado de la línea 9:*

La línea **9** va desde el nudo **7** ( $H_7 = 43,60$  mca) hasta el nudo **9**, cuya altura piezométrica mínima es  $H_{9,\min} = Z_9 + P_{\min,9}/\gamma = 20 + 20 = 40$  mca, de modo que la pérdida de carga admisible será:

$$h_{f,9} = 3,60 \text{ mca} = H_7 - H_{9,\min} = \frac{8 f L_9}{p^2 g D_9^5} q_9^2 \rightarrow D_9 = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,02 \cdot 400 \cdot 0,02^2}{p^2 \cdot 9,81 \cdot 3,60}} = 0,149 \text{ m}$$

Para su normalización será necesario utilizar tuberías de 150 y 125 mm, debiendo cumplirse la igualdad de pérdidas, de modo que si  $x$  es la longitud del diámetro 150 mm dentro de la línea, obtenemos:

$$h_{f,9} = \frac{8 f x}{p^2 g 0,15^5} q_9^2 + \frac{8 f (L_9 - x)}{p^2 g 0,125^5} q_9^2 = 3,60 \text{ mca}$$

$$12,96 \cdot 10^{-3} \cdot x = 5,064 \quad \rightarrow \quad x = 390,7 \text{ m}$$

Línea	Diámetro (m)	Longitud (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)
9	0,150	390,7	3,40
	0,125	9,3	0,20

Los resultados finales del método de la serie económica serán:

Línea	Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Diámetro (m)	Longitud parcial (m)	$h_f$ (mca)	Coste unitario (euro/m)	Coste línea (euro)
1	0,1	0,350	972,6	3,06	39,52	38439,64
		0,300	227,4	1,55	32,06	7291,35
2	0,02	0,150	149,5	1,30	10,19	1523,88
		0,125	650,5	14,09	7,15	4648,50
3	0,08	0,300	1000,0	4,35	32,06	32064,00
4	0,02	0,200	500,0	1,04	16,67	8333,03



	0,06	0,300	68,8	0,17	32,06	2206,00
		0,250	381,2	2,32	23,18	8834,32
6	0,02	0,150	458,6	3,99	10,19	4674,59
		0,125	441,4	9,56	7,15	3154,26
7	0,04	0,250	745,2	2,02	23,18	17270,03
		0,200	354,8	2,93	16,67	5913,12
8	0,02	0,200	211,7	0,44	16,67	3528,21
		0,175	288,3	1,16	13,08	3770,39
9	0,02	0,150	390,7	3,40	10,19	3982,47
		0,125	9,3	0,20	7,15	66,46
Coste total (ptas)						145700,24

Podemos comprobar, comparando con la resolución del Capítulo 10, que el método de la Serie Económica nos proporciona una solución que es más económica (un 3,95%) de la proporcionada por el método de la pendiente uniforme, cuyo coste era de 151690,05 euros.

*Ejemplo: Dimensionado de una red ramificada con altura de cabecera incógnita*

Para ilustrar la aplicación del método de la SE en el caso de altura de cabecera incógnita, utilizaremos la misma red anterior, pero en lugar de estar alimentada desde un depósito, la cabecera de la misma estará constituida por una estación de bombeo, tal y como muestra la siguiente figura, y cuyos datos característicos son:

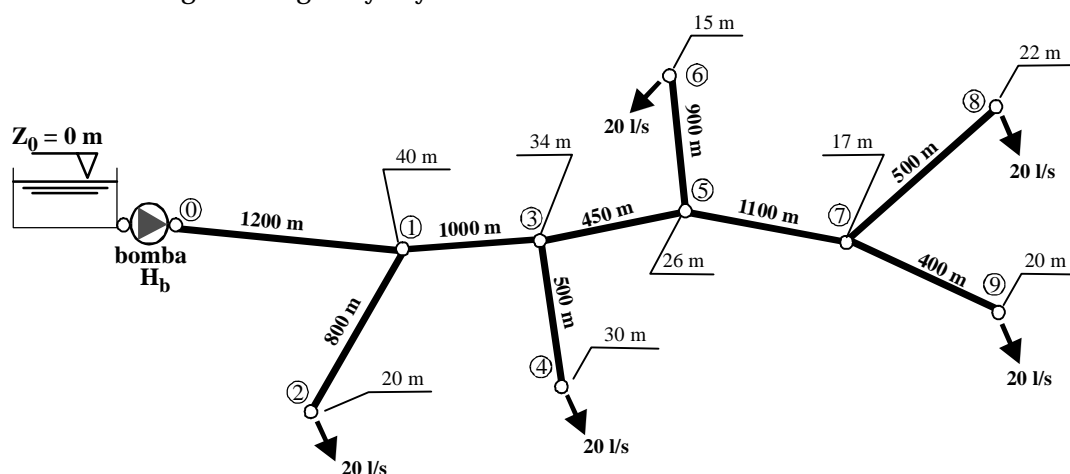


Figura 15.5. Red ramificada alimentada mediante una estación de bombeo

- Cota de aspiración  $Z_0 = 0$  m
- Caudal bombeado  $Q_b = q_1 = 100$  l/s =  $0,1$  m<sup>3</sup>/s
- Peso específico del agua  $\gamma = 9810$  Newton/m<sup>3</sup>
- Número de horas de bombeo al año  $nh = 3000$  horas/año
- Precio del Kilowatio•hora  $pkw = 0,072$  euro/kWh
- Rendimiento de la bomba  $\eta = 0,70$

Para poder calcular la amortización anual en tuberías necesitaremos conocer además que el período de amortización es  $T = 20$  años a un interés  $r = 12\%$ .

Al igual que en el problema anterior, se considera una presión mínima en los nudos de consumo de  $P/? = 20$  mca, unos límites de velocidad  $v_{\min} = 0,5$  m/s y  $v_{\max} = 2,0$  m/s, y un factor de fricción de valor constante para todas las tuberías  $f = 0,02$ . Las tuberías a emplear y sus correspondientes costes unitarios serán los mismos que en el caso anterior, por lo que no vamos a repetir los pasos previos.

El dimensionado de la red, tal y como prescribe el método de la serie económica, se efectuará por series de tuberías, con la particularidad de que la primera serie dimensionada (serie crítica) nos proporcionará el valor óptimo de la altura de bombeo.

#### *Estimación de costes y factor de amortización*

Los costes se referirán en este caso a una base de tiempo anual (coste energético anual y amortización anual constante de las tuberías). En primer lugar calcularemos los parámetros característicos del problema:

$$\text{Potencia de la bomba (kW)} \quad P = \frac{g \cdot Q_b \cdot H_b}{1000 \cdot h}$$

$$\text{Energía consumida anualmente (kWh/año)} \quad E = \frac{g \cdot Q_b \cdot H_b}{1000 \cdot h} \cdot nh$$

$$\text{Coste energético anual (euro/año)} \quad C_E = \frac{g \cdot Q_b \cdot H_b}{1000 \cdot h} \cdot nh \cdot p_{kw} = \frac{9,81 \cdot 0,1 \cdot H_b}{0,7} \cdot 3000 \cdot 0,072 = K_b \cdot H_b$$

El coste energético anual puede expresarse como una función lineal de la altura de bombeo  $H_b$ , si consideramos que el resto de los parámetros son constantes durante el período de funcionamiento de la bomba; de este modo  $C_E = K_b H_b$ , expresión en la cual, el coeficiente  $K_b$  vale 303,76 euro/(mca y año).

Por otra parte y como se ha visto con anterioridad, el coste de las tuberías puede aproximarse a una expresión del tipo:

$$c(\text{euro/m}) = A \cdot D^a = 238,07 \cdot D(m)^{1,6709}$$

El valor del factor de amortización resulta:

$$a_t = \frac{(1+r)^T \cdot r}{(1+r)^T - 1} = \frac{1,12^{20} \cdot 0,12}{1,12^{20} - 1} = 0,1339$$

Con todos estos datos, estamos en condiciones de aplicar la fórmula general de la serie económica con altura de cabecera incógnita, que nos proporcionará los diámetros teóricos en las líneas de la serie crítica, y cuya expresión es la siguiente:

$$D_i = K \cdot q_i^{\frac{2}{a+5}} = \left( \frac{b \cdot B \cdot K_b}{A \cdot a \cdot a_t} \right)^{\frac{1}{a+5}} q_i^{\frac{2}{a+5}}$$

siendo:

$q_i$  = Caudal circulante por la línea i.

**A** = Coeficiente de la función de costes de las tuberías.

**a** = Exponente de la curva de costes.

**a<sub>t</sub>** = Factor de amortización.

**b** = Exponente del diámetro en la fórmula de pérdidas (=5)

**K<sub>b</sub>** = Coeficiente de coste energético (euro/mca•año)

**B** =  $8 f / (p^2 \cdot g)$

El primer problema que surge es la determinación de la serie de tuberías que resulta más crítica a efectos de conseguir el valor de la presión mínima en los nudos de consumo. Si consideramos que todas las tuberías producen un valor de la pendiente hidráulica  $J^*$  (pendiente de referencia), la altura de bombeo  $H_b$  necesaria para conseguir la presión mínima en el nudo de consumo **i** se obtendrá aplicando la ecuación de Bernoulli entre el nudo de cabecera y el nudo **i**, esto es:

$$Z_0 + H_b^* = Z_i + \frac{P_{min,i}}{g} + \sum_{j \in S_i} h_{f,j}$$

donde las líneas **j** del trayecto **S<sub>i</sub>** son las que se encuentran entre el nudo de cabecera y el nudo **i**, de forma que considerando la pendiente hidráulica de referencia  $J^*$ , la pérdida de carga en dichas líneas valdrá  $h_{f,j} = J^* \cdot L_j$ ; despejando, obtenemos el valor de H como:

$$H_b^* = Z_i + \frac{P_{min,i}}{g} + J^* \sum_{j \in S_i} L_j - Z_0$$

El nudo **i** que necesite un mayor valor  $H_b^*$  será el que consideraremos como nudo crítico. El valor de  $H_b^*$  es una estimación de la altura de bombeo y en ningún caso debe de ser considerado como un valor definitivo de la misma.

Incluso podemos afirmar que considerando valores normales de la pendiente hidráulica de referencia ( $J^* = 5$ )10 mca/km. de tubería), el criterio para la determinación del nudo crítico no debe de ser tomado en un sentido absoluto, como vamos a demostrar a continuación.

Nos preguntamos en primer lugar cual sería el nudo crítico si adoptamos un valor  $J^* = 10$  mca/km. Para ello construimos la siguiente tabla, indicando para cada nudo de consumo su distancia en tubería hasta la cabecera, la altura piezométrica mínima de dicho nudo ( $H_{min,i} = Z_i + P_{min,i} / \gamma$ ), la pérdida de carga hipotética en el trayecto de tuberías por el que se alimenta ( $h(06i) = J^* \cdot 3L_j$ ) y la altura de bombeo hipotéticamente necesaria para dotar al nudo con la presión mínima:

Nudo	Longitud desde la cabecera al nudo (m)	Altura piezométrica mínima $H_{min,i}$ (mca)	Pérdida de carga en el trayecto $h(06i) = J^* \cdot 3L_j$ (mca)	Altura de bombeo necesaria $H_b^*$ (mca)
2	2000	40	20,0	60,0
4	2700	50	27,0	77,0
6	3550	35	35,5	70,5
8	4250	12	12,5	34,5
9	4150	40	41,5	81,5

A la vista de la tabla anterior, el nudo crítico parece ser el nudo **8**. Sin embargo, considerando una pendiente hidráulica de referencia de  $J^* = 5$  mca/km obtenemos los siguientes resultados:

Nudo	Longitud desde la cabecera al nudo (m)	Altura piezométrica mínima $H_{\min,i}$ (mca)	Pérdida de carga en el trayecto $h_{(06i)} = J^* \cdot 3L_i$ (mca)	Altura de bombeo necesaria $H_b^*$ (mca)
2	2000	40	10,0	50,00
4	2700	50	13,5	63,50
6	3550	35	17,75	52,75
8	4250	42	21,25	63,25
9	4150	40	20,75	60,75

En este caso, el nudo crítico resulta ser el **4**. Tal y como muestra esta comparación, la determinación de la serie crítica depende fuertemente del valor de la pendiente hidráulica de referencia  $J^*$ . La pregunta clave ahora es como seleccionar la serie crítica; si lo hacemos con el criterio de la máxima altura de bombeo hipotética, nos exponemos a que las presiones en los nudos de la serie crítica obtenida sean insuficientes para dotar al resto de los nudos con la presión mínima; si así sucede, será necesario replantear la serie crítica.

Vamos a suponer que se ha considerado una pendiente hidráulica de referencia  $J^* = 10$  mca/km; en tal caso, el nudo crítico resulta ser el **8**. La fórmula general para altura de cabecera incógnita nos proporcionara el diámetro teórico de cada línea de la serie crítica:

$$D_i = \left( \frac{b \cdot B \cdot K_b}{A \cdot a \cdot a_i} \right)^{\frac{1}{a+5}} q_i^{\frac{2}{a+5}} = 0,6324 \cdot q_i^{0,3}$$

y a partir del mismo, calcularemos la pérdida de carga  $h_{fi}^*$  que producen; acumulando las pérdidas hasta la cabecera obtendremos la altura de bombeo:

$$H_b^* = Z_i + \frac{P_{\min,i}}{g} + \sum_{j \in S_i} h_{f,j}^* - Z_0$$

Línea	Caudal (m³/s)	Diámetro teórico (m)	Pérdida de carga (mca)
1	0,1	0,317	6,20
3	0,08	0,296	4,65
5	0,06	0,272	1,80
7	0,04	0,241	3,58
8	0,02	0,196	1,14
Pérdida de carga total (mca)			17,37

La altura de bombeo requerida en este caso será:

$$H_b(\text{ para nudo } 8) = Z_8 + \frac{P_{\min,8}}{g} + \sum_{i=1,3,5,7,8} h_{f,i} - Z_0 = 22 + 20 + 17,37 - 0 = 59,37 \text{ mca}$$

Si calculamos la altura piezométrica en los nudos de la serie a partir del valor de la altura de bombeo, obtendremos:

$$H_1 = Z_0 + H_b - h_{f,1} = 0 + 59,37 - 6,20 = 53,17 \text{ mca}$$

$$H_3 = H_1 - h_{f,3} = 53,17 - 4,65 = 48,52 \text{ mca}$$

$$H_5 = H_3 - h_{f,5} = 48,52 - 1,80 = 46,72 \text{ mca}$$

$$H_7 = H_5 - h_{f,7} = 46,72 - 3,58 = 43,14 \text{ mca}$$

$$H_8 = H_7 - h_{f,8} = 43,14 - 1,14 = 42,00 \text{ mca} \quad 6 \quad \mathbf{P_8/? = 20 \text{ mca}}$$

Puesto que el nudo **4** necesita una altura  $H_{\min,4} = 50 \text{ mca}$  y se alimenta desde el nudo **3**, que dispone de una altura de tan solo  $H_3 = 48,52 \text{ mca}$ , se concluye que el dimensionado de la serie **0-1-3-5-7-8** como serie crítica conduce a la imposibilidad de alcanzar la presión mínima en el nudo **4**, de modo que la serie crítica será la **0-1-3-4**. Aplicando la expresión general a esta nueva serie de tuberías, obtenemos los siguientes diámetros teóricos:

Línea	Caudal (m³/s)	Diámetro teórico (m)	Pérdida de carga (mca)	Diámetros comerciales (m)
<b>1</b>	0,1	0,317	6,20	0,350 / 0,300
<b>3</b>	0,08	0,296	4,65	0,300 / 0,250
<b>4</b>	0,02	0,196	1,14	0,200 / 0,175
Pérdida de carga total (mca)			<b>11,99</b>	

y la altura de bombeo necesaria será:

$$H_b = Z_4 + \frac{P_{\min,4}}{g} + h_{f,1} + h_{f,3} + h_{f,4} - Z_0 = 30 + 20 + 6,20 + 4,65 + 1,14 - 0 = 61,99 \text{ mca}$$

de modo que el coste energético anual será:

$$C_E (\text{euro/año}) = K_b \cdot H_b = 303,66 \cdot 61,99 = 18823,88 \text{ euro/año}$$

La normalización de las líneas **1**, **3** y **4** se efectuará como líneas simples, puesto que la pareja de diámetros comerciales en cada una de ellas son distintas (dejaremos para el final la normalización de diámetros).

Las alturas piezométricas en los nudos de la serie resultan:

$$H_1 = Z_0 + H_b - h_{f,1} = 0 + 61,99 - 6,20 = 55,79 \text{ mca}$$

$$H_3 = H_1 - h_{f,3} = 55,79 - 4,65 = 51,14 \text{ mca}$$

$$H_4 = H_3 - h_{f,4} = 51,14 - 1,14 = 50,00 \text{ mca} \quad 6 \quad \mathbf{P_4/? = 20 \text{ mca}}$$

El nudo **1** es el punto de partida de la línea **2**, que se dimensionará como línea simple utilizando la expresión de pérdidas de Darcy. El nudo **3** alimenta una subred de tuberías que incluye las líneas **5**, **6**, **7**, **8** y **9**. El dimensionado de tales líneas se efectuará ahora

utilizando la expresión general para altura en cabecera conocida (siendo ahora la cabecera el nudo **3**), pero antes será necesario establecer cual es la serie crítica. Para ello calcularemos la pendiente hidráulica disponible para los nudos de consumo **6, 8 y 9**:

Nudo	Longitud desde 3 al nudo (m)	$h_f$ disponible (mca) $= H_3 - z_i - P_{\min}/?$	Pendiente J (mca/Km) disponible $= h_f/L$
<b>6</b>	1350	$51,14 - 35 = 16,14$	11,96
<b>8</b>	2050	$51,14 - 42 = 9,14$	<b>1,46</b>
<b>9</b>	1950	$51,14 - 40 = 11,14$	5,71

Como puede comprobarse, el nudo crítico es ahora el **8** y por tanto, dimensionaremos la serie **3-5-7-8**. Calcularemos la expresión del diámetro económico, esta vez para las líneas de una serie con altura de cabecera conocida, siendo  $\Delta H=9,04$  mca, y resultando:

$$D_i = 0,5916 \cdot q_i^{0,3} \quad (q_i \text{ en m}^3/\text{s} ; D_i \text{ en m})$$

Aplicando la expresión anterior a las líneas de la serie actual (líneas **5, 7 y 8**) obtenemos:

Línea	Caudal $q_i$ (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro teórico $D_i$ (m)	Pérdida de carga $h_{f,i}$ (mca)	Diámetros comerciales (m)
<b>5</b>	0,06	0,254	2,52	0,300 / 0,250
<b>7</b>	0,04	0,225	5,02	0,250 / 0,200
<b>8</b>	0,02	0,183	1,60	0,200 / 0,175
$h_f$ total (mca)			9,14	

Puesto que las parejas de diámetros comerciales son diferentes en cada una de las líneas, dejaremos para el final la normalización de estas líneas y calcularemos ahora las alturas piezométricas resultantes en los nudos de la serie:

$$H_5 = H_3 - h_{f,5} = 51,14 - 2,52 = 48,62 \text{ mca}$$

$$H_7 = H_5 - h_{f,7} = 48,62 - 5,02 = 43,60 \text{ mca}$$

$$H_8 = H_7 - h_{f,8} = 43,60 - 1,60 = 42,00 \text{ mca} \quad \text{6 } P_8/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

A partir de la altura piezométrica en estos nudos y conociendo la altura piezométrica mínima que necesitan los nudos **6** y **9**, obtenemos la pérdida de carga admisibles en las correspondientes líneas, lo que nos proporcionará un diámetro teórico de partida, que normalizaremos posteriormente.

A continuación vamos a efectuar la normalización de todas las líneas con los datos que ya conocemos.

*Normalización de las líneas de la red:*Línea 1:

Diámetro teórico  $D_1 = 0,317 \text{ m}$  ; Pareja diámetros comerciales de **0,350 y 0,300 m** ; Pérdida de carga  $h_{f1} = 6,20 \text{ mca.}$

Con estos parámetros, calcularemos la longitud de cada uno de los tramos con los correspondientes diámetros comerciales y resultan 537,0 m de diámetro 0,350 m y 663,0 m de diámetro 0,300 m.

Línea 2:

Altura piezométrica  $H_1 = 55,79 \text{ mca}$  ; Altura requerida en **2**,  $H_{2,\min} = 40 \text{ mca}$  ; Pérdida admisible  $h_{f2} = 15,79 \text{ mca}$ , con lo que resulta un diámetro teórico  $D_2 = 0,127 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,150 y 0,125 m** ; Pérdida de carga  $h_{f2} = 15,79 \text{ mca.}$

La línea **2** dispondrá de 118,7 m de diámetro 0,150 m y 681,3 m de diámetro 0,125 m.

Línea 3:

Diámetro teórico  $D_3 = 0,296 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,300 y 0,250 m**; Pérdida de carga  $h_{f3} = 4,65 \text{ mca.}$

La línea **3** dispondrá de 953,7 m de diámetro 0,300 m y 46,3 m de diámetro 0,250 m.

Línea 4:

Diámetro teórico  $D_4 = 0,196 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,200 y 0,175 m**; Pérdida de carga  $h_{f4} = 1,14 \text{ mca.}$

La línea **4** dispondrá de 446,4 m de diámetro 0,200 m y 53,6 m de diámetro 0,175 m.

Línea 5:

Diámetro teórico  $D_5 = 0,254 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,300 y 0,250 m**; Pérdida de carga  $h_{f5} = 2,52 \text{ mca.}$

La línea **5** dispondrá de 60,6 m de diámetro 0,300 m y 389,4 m de diámetro 0,250 m.

Línea 6:

Altura piezométrica  $H_5 = 48,62 \text{ mca}$  ; Altura requerida en **6**,  $H_{6,\min} = 35 \text{ mca}$  ; Pérdida admisible  $h_{f6} = 13,62 \text{ mca}$ , con lo que resulta un diámetro teórico  $D_6 = 0,134 \text{ m}$  ; Pareja diámetros comerciales de **0,150 y 0,125 m** ; Pérdida de carga  $h_{f6} = 13,62 \text{ mca.}$

La línea **6** dispondrá de 453,2 m de diámetro 0,150 m y 446,8 m de diámetro 0,125 m.

Línea 7:

Diámetro teórico  $D_7 = 0,225 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,250 y 0,200 m**; Pérdida de carga  $h_{f7} = 5,02 \text{ mca.}$

La línea **7** dispondrá de 732,6 m de diámetro 0,250 m y 367,4 m de diámetro 0,200 m.

### Línea 8

Diámetro. teórico  $D_8 = 0,183 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,200** y **0,175 m**; Pérdida de carga  $h_{f8} = 1,60 \text{ mca}$ .

La línea **8** dispondrá de 211,7 m de diámetro 0,200 m y 288,3 m de diámetro 0,175 m.

### Línea 9

Altura piézométrica  $H_7 = 43,60 \text{ mca}$ ; Altura requerida en **9**,  $H_{9,\min} = 40 \text{ mca}$ ; Pérdida admisible  $h_{f9} = 3,60 \text{ mca}$ , por lo que resulta un diámetro teórico  $D_9 = 0,149 \text{ m}$ ; Pareja diámetros comerciales de **0,150** y **0,125 m**; Pérdida de carga  $h_{f9} = 3,60 \text{ mca}$ .

La línea **9** dispondrá de 390,7 m de diámetro 0,150 m y 9,3 m de diámetro 0,125 m.

### *Resultados finales:*

Línea	Caudal (m³/s)	Diámetro(m)	Longitud parcial (m)	h <sub>f</sub> (mca)	Coste unitario (euro/metro)	Coste línea (euro)
1	0,1	0,350	537,0	1,69	39,52	21223,61
		0,300	663,0	4,51	32,06	21258,43
2	0,02	0,150	118,7	1,03	10,19	1209,93
		0,125	681,3	14,76	7,15	4868,59
3	0,08	0,300	953,7	4,15	32,06	30579,43
		0,250	46,3	0,50	23,18	1073,00
4	0,02	0,200	446,5	0,92	16,67	7441,40
		0,175	53,6	0,22	13,08	700,98
5	0,06	0,300	60,6	0,15	32,06	1943,08
		0,250	389,4	2,37	23,18	9024,36
6	0,02	0,150	453,2	3,94	10,19	4619,54
		0,125	446,8	9,68	7,15	3192,85
7	0,04	0,250	732,6	1,99	23,18	16978,02
		0,200	367,4	3,03	16,67	6123,11
8	0,02	0,200	211,7	0,44	16,67	3528,21
		0,175	288,3	1,16	13,08	3770,39
9	0,02	0,150	390,7	3,40	10,19	3982,47
		0,125	9,3	0,20	7,15	66,43
				Coste total (euro)		141583,85

Coste total tuberías  $C_T = 141583,85 \text{ euros}$

Amortización anual tuberías  $C_{AT} = a_t C_T = 0,1339 \cdot 141583,85 = 18958,08 \text{ euros/año}$

Coste energético anual  $C_E = K_1 H_b = 303,76 \cdot 61,99 = 18830,08 \text{ euros/año}$



$$\text{Coste total anual} = C_{AT} + C_E = 37788,16 \text{ euros/año}$$

## 2.6. Aplicación al dimensionado de redes malladas

Es posible utilizar el método de la SE en el dimensionado de redes malladas, aunque con ciertas limitaciones. La dinámica en la elección de un trayecto crítico es similar, pero en este caso, una vez escogido el trayecto crítico, el diámetro de todas tuberías de la red quedan supeditados a las exigencias de presión en el trayecto crítico.

Otra de las diferencias fundamentales en la aplicación del método es que en la red mallada, la distribución de caudales circulantes depende de los diámetros elegidos, pero el valor de los diámetros, a su vez, depende del caudal circulante. Esta dificultad queda salvada cuando calculamos una distribución de *caudales económicos*, esto es, un conjunto de caudales establecidos solamente a partir de la condición de economía, sin necesidad de utilizar el valor del diámetro.

Supongamos para ello, de entrada, conocidos todos los aportes a la red cuando haya más de un punto de suministro. Esta ser, por otra parte, una condición de diseño normalmente impuesta por las características hidrológicas y de equipamiento en cada punto.

Conocidos, pues, todos los caudales exteriores, sean entrantes o salientes, se deberán cumplir ahora, sea cual fuere el reparto de caudales internos que propongamos, las dos leyes de Kirchoff que se analizan en el Capítulo 11. Conforme a la nomenclatura que venimos empleando, la ley de equilibrio de pérdidas de cada malla, la escribimos como:

$$\sum_i (\pm)_i r_i L_i q_i^2 = 0$$

estando el sumatorio extendido a todas las líneas que configuran la malla, con el signo + cuando la rama es recorrida por el caudal dejando el centro de la malla a la derecha (sentido horario), y el signo - en caso contrario.

Para el coeficiente de pérdidas unitario  $r_i$  adoptaremos la ya citada expresión de Darcy-Weisbach y admitiremos un factor de fricción  $f$  constante para todas las tuberías de la red.

Si en la expresión anterior eliminamos  $r_i$  con la condición de economía y admitimos que la constante  $N$  va a ser única para todas las líneas de la red, hipótesis ésta necesaria para llegar a una solución cómoda, resulta para cada malla:

$$\sum_i (\pm)_i L_i q_i^{\frac{2a}{a+b}} = 0$$

La hipótesis de que  $N$  sea constante para todas las líneas equivale a igualar los costes de las dos series en que una malla queda dividida al seguir el recorrido del flujo, una a derechas y otra a izquierdas, y tal resultado se corresponde con la condición de mínimo extendido al coste de todas las ramas que configuran la malla.

La aplicación de la expresión anterior a todas las mallas proporciona  $M$  ecuaciones que, junto con las  $N - 1$  ecuaciones de continuidad en los nudos, forman un sistema de  $L$  ecuaciones independientes cuya solución nos dará el caudal económico, en cada línea, ya que éstas son las únicas incógnitas que aparecen en la formulación expuesta.

Para la determinación de los caudales económicos es necesario resolver el sistema de  $L$  ecuaciones que incluye  $M$  ecuaciones con la condición de economía más  $N-1$  ecuaciones de continuidad independientes en los nudos. Dicho sistema de ecuaciones puede ser resuelto, por ejemplo, mediante un procedimiento similar al método de Cross, cuando se analiza una red mediante una formulación por mallas, sólo que en este caso, no intervendrían de forma directa los diámetros de las líneas.

La expresión del caudal corrector de malla a aplicar en este caso en las sucesivas iteraciones por expresión:

$$\Delta q = - \frac{\sum_i (\pm)_i L_i q_i^{\frac{2a}{a+b}}}{\frac{2a}{a+b} \sum_i L_i \left| q_i \right|^{\frac{2a}{a+b}}}$$

siendo en todo lo demás el método idéntico al utilizado para calcular el reparto de caudales definitivo en la red, una vez los diámetros están establecidos.

Una vez determinada la distribución económica de caudales por este método, se procede a dimensionar los diámetros de las líneas del trayecto crítico.

El cálculo de los diámetros para las restantes líneas es ahora ya inmediato a partir de los caudales económicos, dado que admitimos un mismo valor de la constante  $N$ , o si se quiere, de la constante  $K$  para toda la red, constante que debe ser calculada para el trayecto crítico.

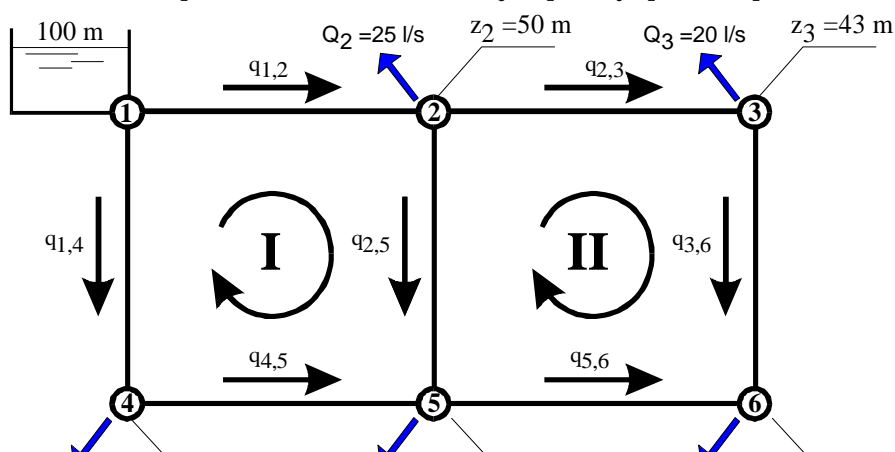
Una vez dimensionada toda la red, los diámetros deben normalizarse y recalcularse ésta para comprobar que las presiones definitivas en los nudos son satisfactorias. Puesto que, en todo el proceso, en ningún momento se han tenido en cuenta las cotas de los nudos, excepto para el nudo extremo de la serie crítica, probablemente la presión en algún nudo interno de la red resulte demasiado baja.

En tal caso se procederá a corregir los diámetros siguiendo criterios funcionales. De cualquier modo, la red económica obtenida será siempre una buena base de partida para efectuar correcciones, y la red definitiva resultará casi con seguridad más barata que si hubiéramos comenzado con unos diámetros improvisados.

Para terminar, hay que indicar que una vez se han fijado los caudales en la red, a todos los efectos su dimensionado se realiza de la misma forma que en el caso de una red ramificada.

### *Ejemplo: Cálculo de los caudales económicos*

Vamos a calcular en la figura la distribución económica de los caudales, según los principios expuestos, considerando que el exponente de la curva de costes de las tuberías vale  $a = 1,67$  (valor empleado en los anteriores ejemplos) y que el exponente del diámetro



en la fórmula de pérdidas es  $b = 5$  (fórmula de Darcy-Weisbach).

**Figura 15.6** Red mallada del ejemplo

Resolviendo la condición de economía en las dos mallas, más el conjunto N-1 ecuaciones de continuidad independientes en los nudos, obtenemos:

líneas	1-2	2-3	3-4	2-5	3-6	4-5	5-6
$q$ (m <sup>3</sup> /s)	0,1022	0,0389	0,0678	0,0383	0,0189	0,0178	0,0111

A partir de los caudales económicos, el resto del proceso de dimensionado se realizaría siguiendo las mismas pautas que en el caso de una red ramificada.

### 3. MODELO DE PROGRAMACIÓN LINEAL.

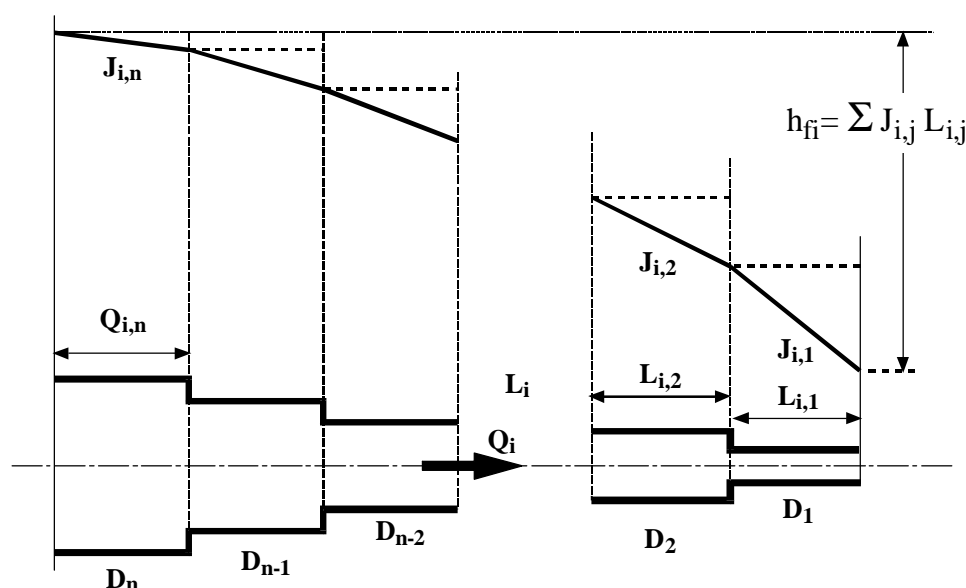
#### 3.1. Introducción Descripción del modelo adoptado.

Al igual que ocurre con otros modelos de dimensionado económico, el problema consiste en minimizar el coste total del sistema compuesto por la amortización anual de la inversión a realizar, tanto en el conjunto de las tuberías de la red como en el equipo de bombeo, más los gastos anuales de explotación, con la condición de que se satisfagan a la vez los requisitos hidráulicos exigidos.

El método que presentamos utiliza, con gran ventaja sobre otros métodos contrastados, técnicas de Programación Lineal (PL) para conseguir los objetivos buscados.

El modelo de Programación Lineal supone que una línea de la red puede estar compuesta por varios tramos de diferentes. Los diámetros que componen una línea solamente pueden adoptar valores de entre aquellos comercialmente disponibles; de esta forma podemos asegurarnos de que en la solución final aparecerán directamente diámetros comerciales disponibles en el mercado.

Así pues, los diámetros de las tuberías no son variables explícitas del problema, sino que se consideran como variables de decisión las longitudes de tubería de diferente diámetro que van a formar parte de una línea. Por otro lado, puesto que tanto la resistencia hidráulica de una tubería como su coste son funciones lineales de su longitud, el modelo se plantea como un problema de Programación Lineal, al serlo la función objetivo y las restricciones, constituyendo su solución un óptimo global.



**Figura 15.6** *Modelo de PL. Línea compuesta por varios tramos*

En referencia a la Figura 15.6, la línea  $i$  estará hipotéticamente compuesta por tramos de diámetro  $D_j$ . El coste total de las tuberías de la línea será:

$$C_i = \sum_j c_{i,j} \cdot L_{i,j}$$

donde  $C_i$  es el coste total de las tuberías de la línea  $i$ ,  $c_{i,j}$  son los costes unitarios de cada uno de los diámetros  $j$  (euros/m) y  $L_{i,j}$  son las longitudes de cada uno de los tramos. Por otro lado, la pérdida de carga total que se produce en la línea  $i$  es:

$$h_{f,i} = \sum_j j_{i,j} \cdot L_{i,j}$$

donde  $h_{f,i}$  es la pérdida de carga total (mca) de la línea  $i$  y  $J_{i,j}$  son las pérdidas de carga unitarias de cada uno de los diámetros  $j$  (mca/m). Como podemos comprobar, tanto las pérdidas de carga, como el coste de las tuberías son una función lineal de las variables de decisión  $L_{i,j}$  (longitudes de los tramos de diámetro  $j$  dentro de la línea  $i$ ).

Existe, por otra parte, una relación económica entre la altura de bombeo y los diámetros de las tuberías alimentadas, ya que, para unas condiciones de diseño dadas, en las que se fijen, por ejemplo, las presiones de servicio, si se aumenta la altura de bombeo se puede disminuir los diámetros de las tuberías, obteniéndose una disminución del coste de la red a cambio de un incremento del coste de bombeo. Al contrario, si se disminuye la altura de bombeo, hay que aumentar los diámetros de las tuberías. Tal relación deberá, pues, asimismo tenerse en cuenta en la función objetivo, de modo que con el diseño óptimo se llegue a un equilibrio adecuado de ambos costes.

En definitiva, las variables que se consideran son:

- Altura de bombeo.
- Diámetros normalizados en las tuberías.

En realidad, como se ha indicado, los diámetros de las tuberías que constituyen una línea no aparecen directamente en la solución, sino que, a cambio, el modelo determina la longitud de tubería en cada línea para cada posible diámetro. Si un cierto diámetro de tubería no se utiliza en la línea, la solución final indicará una longitud nula.

Esto permite al proyectista limitar el conjunto de diámetros posibles a un número discreto de entre los disponibles comercialmente, evitando una solución final compuesta por diámetros no comerciales.

En cuanto a las restricciones de presión que ha de verificar el sistema, deberán satisfacerse bajo todas las condiciones de funcionamiento. Las presiones máximas se presentarán a flujo nulo, estando el sistema bajo carga, y las presiones mínimas, cuando el flujo sea máximo. Todas las demás condiciones de funcionamiento conducirán a presiones comprendidas entre estos dos extremos. Por tanto, solo es necesario considerar el sistema en condiciones de funcionamiento de flujo nulo y de flujo máximo.

### 3.2. Formulación matemática

Como hemos comentado, en el modelo que se presenta vamos a considerar únicamente el coste de la energía (explotación) y el coste de las tuberías (construcción). El coste energético anual será:

$$C_e = W \text{ (kW)} \cdot nh \text{ (horas/año)} \cdot p \text{ (euros/kWh)}$$

donde:  $W$  = Potencia de la bomba, expresada en kilovatios.  
 $nh$  = Número de horas anuales de utilización.  
 $p$  = Precio del kilovatio.hora consumido.

La potencia de la bomba puede expresarse como:

$$W \text{ (kW)} = \frac{g \cdot Q_b \cdot H_b}{1000,0 \cdot h} = \frac{9,81 \cdot Q_b \cdot H_b}{h}$$

donde:  $g$  = Peso específico del agua (9.810 N/m<sup>3</sup>)  
 $Q_b$  = Caudal trasegado por la bomba (m<sup>3</sup>/seg.)  
 $H_b$  = Altura de presión proporcionada por la bomba (mca.)  
 $h$  = Rendimiento de la bomba, en tanto por uno.

Estamos suponiendo que la instalación funciona a régimen constante durante todo el período considerado. En este caso, el único parámetro susceptible de ser optimizado es la altura de bombeo  $H_b$ , de manera que podemos expresar el coste energético anual como:

$$C_e = K_b \cdot H_b \quad \text{siendo} \quad K_b = \frac{9,81 \cdot Q_b}{h} \cdot nh \cdot p$$

De otro lado tenemos el coste de las tuberías como coste de construcción o inversión; para poder establecer comparaciones con el coste energético hay que reducir la inversión a un coste anual, mediante la intervención del factor de amortización:

$$a_t = \frac{(1+r)^T \cdot r}{(1+r)^T - 1}$$

siendo:  $r$  = Tasa de amortización anual (tanto por uno)  
 $T$  = Período de vida del proyecto (años)

La formulación matemática del problema será:

*Función objetivo:*

$$\text{MIN} \quad \text{Coste del sistema (euros / año)} = K_b \cdot H_b + a_t \sum_{i=1}^{NL} \sum_{j \in D} c_j \cdot L_{i,j}$$

*Conjunto de restricciones:*

$$\sum_{j \in D} L_{i,j} = L_i \quad i = 1 \dots NL$$

$$H_b + Z_0 - Z_k - \sum_{i \in S_k} \sum_{j \in D} J_{i,j} L_{i,j} \geq P_{\min_k} \quad \forall k \in K$$

$$H_b + Z_0 - Z_m \leq P_{\max_m} \quad \forall m \in M$$

$$H_b, L_{i,j} \geq 0 \quad \forall i, j$$

donde el significado de las variables es el siguiente:

$H_b$	=	Altura de presión en el nudo de cabecera (altura de bombeo, mca)
$K_b$	=	Coste de elevación del caudal bombeado (euros/mca y año).
$a_t$	=	Factor anual de amortización de las tuberías.
$c_j$	=	Coste por metro lineal de la tubería de diámetro j (euros/m).
$L_{ij}$	=	Longitud del tramo de diámetro j en la línea i.
$NL$	=	Número total de líneas que constituyen la red.
$D$	=	Conjunto de los posibles diámetros
$ND$	=	Número de diámetros del conjunto.
$L_i$	=	Longitud total de la línea i (metros).
$Z_0$	=	Cota geométrica aspiración de la bomba (nudo de cabecera, metros).
$Z_k$	=	Cota geométrica del nudo k (metros).
$J_{ij}$	=	Pendiente hidráulica en la línea i y el tramo de diámetro j (mca/m).
$P_{\min_k}$	=	Presión mínima requerida en el nudo k, expresada en mca (P/?).
$S_k$	=	Líneas que constituyen el trayecto desde cabecera hasta el nudo k.
$K$	=	Conjunto de los nudos con restricción de presión mínima.
$P_{\max_m}$	=	Presión máxima permitida en nudo m, expresada en mca. (P/?).
$M$	=	Conjunto de nudos con restricción de presión máxima.

En realidad no puede afirmarse que  $K_b$  sea una constante, pues el coste de elevar la presión en cabecera, bien sea a través de un depósito elevado o de una bomba no crece linealmente con la altura, por variar el rendimiento de la bomba o por cuestiones de tipo estructural y/o de ubicación en el caso de depósitos. Al objeto de evitar la no linealidad del modelo, el problema se soslaya resolviendo el sistema por un proceso iterativo en el que  $K_b$  representa en cada etapa la pendiente de la recta de linealización por el origen de la curva coste-altura elevación en el punto de funcionamiento obtenido en la etapa anterior.

Aclarado este punto, pasemos a comentar el significado de cada una de las ecuaciones formuladas:

- La función objetivo es el coste anual del sistema compuesto por la suma del coste energético anual del bombeo, más la amortización del coste de las tuberías de la red.
- Las restricciones geométricas aseguran que la suma de las longitudes de los distintos tramos de tubería que componen las líneas sean iguales a las longitudes físicas reales de las mismas.
- Las restricciones de presión mínima aseguran que las presiones mínimas en los nudos de consumo del sistema (sean ó no nudos extremos), se mantengan siempre por encima de unos valores de diseño. Es posible aplicar restricciones de este tipo a cualquier nudo de conexión, por ejemplo a nudos de cota elevada que pueden presentar un riesgo de cavitación.

- Las restricciones de presión máxima aseguran que las presiones máximas en los nudos del sistema no sobrepasen unos valores prefijados, impuestos por las condiciones de diseño.
- Finalmente, las restricciones de no negatividad, aunque son obvias desde el punto de vista hidráulico, están impuestas por el propio método de resolución.

### 3.3. Consideraciones sobre la resolución del problema

Tal y como se ha formulado el problema, se permite que en cada una de las líneas pueda aparecer cualquiera de los diámetros disponibles comercialmente. Ello significa que siendo  $ND$  el número de diámetros comerciales y  $NL$  el número de líneas de la red, el modelo contará con  $NL \cdot ND + 1$  variables de decisión, de manera que incluso con un pequeño número de líneas, se hace demasiado grande para su tratamiento manual o incluso en un ordenador personal.

La experiencia nos demuestra que en la solución final, las líneas de la red estarán configuradas por uno y a lo sumo, dos diámetros de entre los posibles, siendo además los dos diámetros consecutivos en tamaño. Este hecho no es fruto de la casualidad, y puede ser demostrado matemáticamente (Fujiwara y Dey, 1987). Así pues, una posibilidad para reducir el tamaño del modelo es seleccionar un pequeño número de diámetros para cada una de las líneas, con la esperanza de que el o los diámetros finales pertenezcan al conjunto de diámetros candidatos.

Para poder asegurar tras esta medida que el óptimo continúa siendo global, el grupo de diámetros asignado a cada línea debe ser tal que, si el proceso de optimización fuese libre de seleccionar cualquiera de los diámetros posibles, el resultado continuaría siendo el mismo. Tal condición equivale en la práctica a asegurar que los diámetros óptimos de cada línea en la solución final se sitúen en el centro de la gama escogida. Puesto que pueden aparecer hasta dos diámetros por línea, necesitaremos como mínimo cuatro diámetros candidatos para asegurar que los diámetros finalmente escogidos están centrados en la serie de candidatos.

Así pues, en el modelo inicial se asigna un grupo de cuatro diámetros a cada una de las líneas de la red y se comprueba, tras la primera iteración, que en la solución óptima los diámetros obtenidos se sitúan en el centro del grupo de diámetros asignados; en cualquier otro caso, se desplaza el grupo de diámetros candidatos en el sentido de la solución, para que los diámetros escogidos se encuentren centrados en la gama de candidatos y se vuelve a empezar (ver figura).

Conjunto de diámetros candidatos para la línea  $i$  (mm)

125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

a) La solución final queda **centrada** en la serie:

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

 $\xrightarrow{\text{Solución}}$ 

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

a) La solución final queda **en el extremo izquierdo** de la serie:

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

 $\xrightarrow{\text{Solución}}$ 

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

 $\xrightarrow{\text{Desplazar}}$ 

175	200	250	350
-----	-----	-----	-----

a) La solución final queda **en el extremo derecho** de la serie:

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

 $\xrightarrow{\text{Solución}}$ 

200	250	300	350
-----	-----	-----	-----

 $\xrightarrow{\text{Desplazar}}$ 

250	300	350	400
-----	-----	-----	-----

Figura 15.7. Desplazamiento de la serie de diámetros candidatos

De la reducción del tamaño del modelo se concluyen claras ventajas en tiempo de cálculo y necesidades de memoria. El segundo problema que debemos resolver es cómo seleccionar la primera serie de diámetros candidatos para cada una de las líneas. Si los diámetros finales de la solución estuviesen contenidos y centrados en la primera serie de diámetros candidatos de cada línea, parece evidente que no sería necesario efectuar un desplazamiento posterior de dichas series de diámetros. Si no sucede así, podemos afirmar que cuanto más cercanos estén los diámetros de la solución final a los diámetros candidatos de la serie, será necesario un menor número de cálculos intermedios hasta la consecución de la solución final.

Por ello, para efectuar la asignación inicial de grupo de diámetros candidatos en cada línea se utiliza algún criterio de predimensionado, bien sea de tipo funcional (sin intervención de los costes) o de tipo económico, que nos permita asignar a cada una de las líneas de la red un diámetro teórico aproximado, alrededor del cual quedará centrada la serie de diámetros candidatos (ver figura).

Serie de diámetros candidatos centrados en un diámetro teórico (en mm)

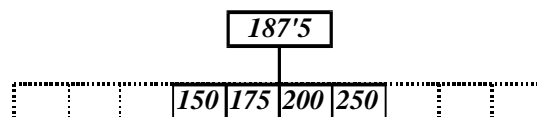


Figura 15.8 Selección de la serie de diámetros candidatos

Un criterio de tipo funcional muy sencillo consiste en utilizar la pérdida de carga admisible sobre un trayecto crítico para asignar provisionalmente una pendiente hidráulica (pérdida de carga unitaria, por metro de tubería) común para todas las líneas del referido trayecto. Conocida la pendiente, el caudal y la longitud de cada tramo se obtiene un diámetro teórico aproximado. El trayecto crítico en cada etapa se elige como el más desfavorable entre todos los que unen un punto con altura piezométrica ya asignada y otro de presión mínima prescrita (sea extremo o no).

Las restricciones de velocidad máxima y mínima no se presentan en forma explícita en el modelo, pero pueden ser incluidas en el proceso de selección de los diámetros candidatos de una determinada línea. Para ello, deberemos tener en cuenta las siguientes relaciones:

$$D_{j, \max} \leq \sqrt{\frac{4 q_i}{p V_{\min}}} \quad ; \quad D_{j, \min} \geq \sqrt{\frac{4 q_i}{p V_{\max}}}$$

que indican los diámetros comerciales superior e inferior que pueden ser utilizados en una determinada línea de la red.

Para la resolución del modelo de programación lineal se emplea el algoritmo Simplex, del cual existen múltiples versiones, algunas disponibles en paquetes de software comerciales. Para su implementación en un computador personal, es recomendable utilizar versiones que optimicen el tiempo de cálculo y la utilización de la memoria, pues incluso para redes pequeñas, la magnitud del problema es grande, si consideramos que el número



de variables de decisión es  $4.NL+1$ , con  $NL$  restricciones de tipo geométrico, y tantas restricciones de presión mínima y presión máxima como se especifiquen en nudos críticos.

Otra alternativa para reducir el tamaño del modelo y aumentar así la velocidad de cálculo consiste en considerar restricciones de presión mínima únicamente en los nudos extremos; si en la solución se aprecia que existen nudos intermedios cuya presión queda por debajo de la mínima requerida, se introducen estas nuevas restricciones en el modelo y se vuelve a procesar (Alperovits y Shamir, 1977).

Vamos a referir por último la metodología a seguir, en líneas generales, hasta llegar a la solución correcta definitiva. A partir de los datos de partida (trazado, topografía, longitudes de línea, consumos y condiciones de diseño en general) y por medio de un predimensionado que nos proporcione un diámetro teórico por línea, se selecciona el primer grupo de diámetros candidatos en cada línea del sistema.

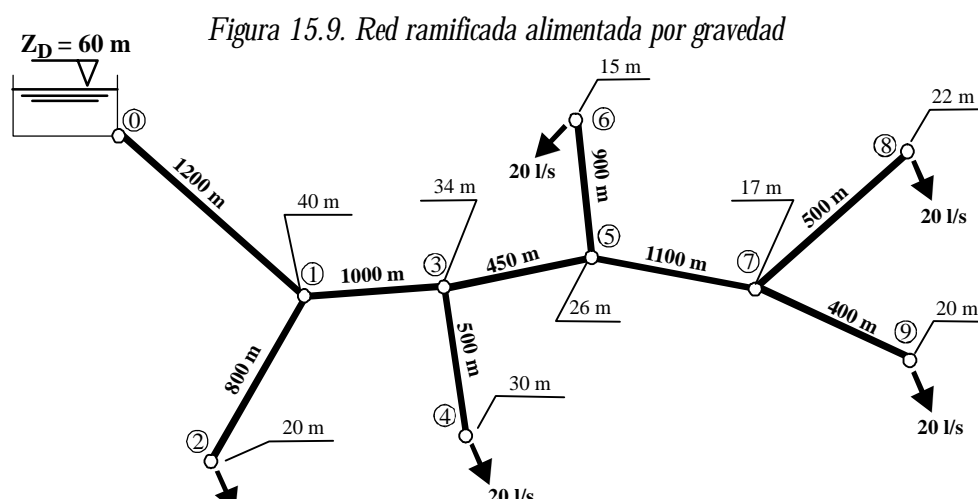
A partir de esta información y considerando el precio de los diámetros que intervienen, más el precio de la energía, se construye la función objetivo. Con los requisitos de presiones máximas y mínimas del sistema podemos construir las restricciones correspondientes.

De esta forma, expresando el problema en forma canónica mediante la adición de las variables artificiales y de holgura necesarias, queda dispuesto para aplicar el método Simplex. El método consta de dos fases: la fase I consiste en encontrar una solución posible y, si existe, en la fase II se mejora dicha solución hasta encontrar la solución óptima. Tal y como estamos describiendo el proceso de resolución, la fase I puede ser omitida, puesto que podemos disponer de una solución posible (calculada en el predimensionado) solamente con emplear en cada línea el diámetro comercial inmediato superior al teórico que resulte.

La solución final estará constituida por la altura de bombeo o elevación  $H_b$ , y las longitudes de cada uno de los diámetros considerados que configuran cada línea de la red. A continuación se recalcula el coeficiente  $K_b$  y si difiere significativamente del valor actual, se procede a repetir los cálculos, aprovechando la ocasión para desplazar el grupo de diámetros candidatos en alguna línea, al objeto de que todos los diámetros óptimos queden centrados en la solución final. Una vez obtenida ésta, es posible completar los resultados con la evaluación de los costes y con el cálculo definitivo de las presiones en todos los nudos.

#### *Ejemplo: Dimensionado de una red ramificada mediante un modelo de PL*

Vamos a resolver la red del ejemplo empleado en el apartado anterior, donde se resolvió mediante el método de la serie económica. Recordamos las características del sistema y los parámetros de diseño



Las pérdidas de carga se calcularán mediante la fórmula de Darcy considerando un factor de fricción para todas las conducciones de valor  $f = 0,02$ . El diámetro de las tuberías debe de ser tal que para el estado de consumos de la figura, la presión mínima que se admite en los nudos de consumo (nudos 2, 4, 6, 8 y 9) es  $P/?$  (mínima) = 20 mca. La velocidad resultante en las líneas con los diámetros finales deberá estar comprendida entre los siguientes límites máximo y mínimo:  $v_{\min} = 0,5$  m/s y  $v_{\max} = 2,0$  m/s en todos los casos.

El precio de las tuberías comerciales a emplear en la solución final se indica en la siguiente tabla:

Diámetro (mm)	80	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
Precio (euro/m)	5,47	6,20	7,15	10,19	13,08	16,67	23,18	32,06	39,52	52,11	62,75	75,32

En la formulación mediante PL, el valor  $c^j$  es el coste unitario de una tubería (comercial) de diámetro  $D^j$  (expresado en euros/m);  $L$  es la longitud parcial del diámetro  $D^j$  dentro de la línea  $i$ , mientras que  $L_i$  es la longitud total de dicha línea;  $J$  es la pendiente hidráulica resultante de emplear el diámetro  $D_j$  en la línea  $i$  (con caudal conocido  $q_i$ ).

El primer conjunto de restricciones (geométricas) representan el hecho de que la suma de longitudes parciales dentro de una línea debe de ser **exactamente igual** a la longitud de la propia línea. El segundo conjunto de restricciones (de presión mínima) indica que entre la cabecera y determinados nudos (cuyo índice es  $k$ ) debe existir una pérdida de carga **menor o igual** a un valor admisible, que será el resultado de restar la cota y la altura de presión mínima en el nudo en cuestión de la altura piezométrica disponible en cabecera (en este caso, la cota del nivel de agua del depósito de alimentación).

Existe otra restricción funcional adicional, que indica que la velocidad de circulación por las líneas debe de estar comprendida entre unos valores extremos  $v_{\min}$  y  $v_{\max}$ . Esta restricción va a actuar en el problema de forma implícita, permitiendo que solo puedan formar parte de una línea concreta los diámetros comerciales  $D^j$  que se ajusten a los límites de velocidad impuestos. Esta información está ya indicada en el desarrollo de este mismo ejemplo en el apartado 2, donde se indican los posibles diámetros que pueden emplearse en cada línea.

El problema de Programación Lineal así formulado ha sido procesado por el programa **LP83** (costes en pesetas) con el formato que se indica a continuación:

---

..TITLE

EJEMPLO Dimensionado Red Ramificada (8/3/93)

..OBJECTIVE MINIMIZE \* (funcion objetivo) Minimizar :

-----

5335 L1300 + 6576 L1350 + 8671 L1400 + 10440 L1450 + 12532 L1500 +  
 1189 L2125 + 1696 L2150 + 2176 L2175 + 2773 L2200 +  
 3856 L3250 + 5335 L3300 + 6576 L3350 + 8671 L3400 + 10440 L3450 +  
 1189 L4125 + 1696 L4150 + 2176 L4175 + 2773 L4200 +  
 2773 L5200 + 3856 L5250 + 5335 L5300 + 6576 L5350 +  
 1189 L6125 + 1696 L6150 + 2176 L6175 + 2773 L6200 +  
 2176 L7175 + 2773 L7200 + 3856 L7250 + 5335 L7300 +

$$1189 L8125 + 1696 L8150 + 2176 L8175 + 2773 L8200 + \\ 1189 L9125 + 1696 L9150 + 2176 L9175 + 2773 L9200$$

..CONSTRAINTS \* (restricciones)

$$\text{Long1: } L1300 + L1350 + L1400 + L1450 + L1500 = 1200$$

$$\text{Long2: } L2125 + L2150 + L2175 + L2200 = 800$$

$$\text{Long3: } L3250 + L3300 + L3350 + L3400 + L3450 = 1000$$

$$\text{Long4: } L4125 + L4150 + L4175 + L4200 = 500$$

$$\text{Long5: } L5200 + L5250 + L5300 + L5350 = 450$$

$$\text{Long6: } L6125 + L6150 + L6175 + L6200 = 900$$

$$\text{Long7: } L7175 + L7200 + L7250 + L7300 = 1100$$

$$\text{Long8: } L8125 + L8150 + L8175 + L8200 = 500$$

$$\text{Long9: } L9125 + L9150 + L9175 + L9200 = 400$$

$$\text{hf0-2: } 6.80 \cdot 10^{-3} L1300 + 3.15 \cdot 10^{-3} L1350 + 1.61 \cdot 10^{-3} L1400 + 0.90 \cdot 10^{-3} L1450 + 0.53 \cdot 10^{-3} L1500 + \\ 21.66 \cdot 10^{-3} L2125 + 8.70 \cdot 10^{-3} L2150 + 4.03 \cdot 10^{-3} L2175 + 2.07 \cdot 10^{-3} L2200 \leq 20$$

$$\text{hf0-4: } 6.80 \cdot 10^{-3} L1300 + 3.15 \cdot 10^{-3} L1350 + 1.61 \cdot 10^{-3} L1400 + 0.90 \cdot 10^{-3} L1450 + 0.53 \cdot 10^{-3} L1500 + \\ 10.83 \cdot 10^{-3} L3250 + 4.35 \cdot 10^{-3} L3300 + 2.01 \cdot 10^{-3} L3350 + 1.03 \cdot 10^{-3} L3400 + 0.57 \cdot 10^{-3} L3450 + \\ 21.66 \cdot 10^{-3} L4125 + 8.70 \cdot 10^{-3} L4150 + 4.03 \cdot 10^{-3} L4175 + 2.07 \cdot 10^{-3} L4200 \leq 10$$

$$\text{hf0-6: } 6.80 \cdot 10^{-3} L1300 + 3.15 \cdot 10^{-3} L1350 + 1.61 \cdot 10^{-3} L1400 + 0.90 \cdot 10^{-3} L1450 + 0.53 \cdot 10^{-3} L1500 + \\ 10.83 \cdot 10^{-3} L3250 + 4.35 \cdot 10^{-3} L3300 + 2.01 \cdot 10^{-3} L3350 + 1.03 \cdot 10^{-3} L3400 + 0.57 \cdot 10^{-3} L3450 + \\ 18.59 \cdot 10^{-3} L5200 + 6.09 \cdot 10^{-3} L5250 + 2.45 \cdot 10^{-3} L5300 + 1.13 \cdot 10^{-3} L5350 + \\ 21.66 \cdot 10^{-3} L6125 + 8.70 \cdot 10^{-3} L6150 + 4.03 \cdot 10^{-3} L6175 + 2.07 \cdot 10^{-3} L6200 \leq 25$$

$$\text{hf0-8: } 6.80 \cdot 10^{-3} L1300 + 3.15 \cdot 10^{-3} L1350 + 1.61 \cdot 10^{-3} L1400 + 0.90 \cdot 10^{-3} L1450 + 0.53 \cdot 10^{-3} L1500 + \\ 10.83 \cdot 10^{-3} L3250 + 4.35 \cdot 10^{-3} L3300 + 2.01 \cdot 10^{-3} L3350 + 1.03 \cdot 10^{-3} L3400 + 0.57 \cdot 10^{-3} L3450 + \\ 18.59 \cdot 10^{-3} L5200 + 6.09 \cdot 10^{-3} L5250 + 2.45 \cdot 10^{-3} L5300 + 1.13 \cdot 10^{-3} L5350 + \\ 16.11 \cdot 10^{-3} L7175 + 8.26 \cdot 10^{-3} L7200 + 2.71 \cdot 10^{-3} L7250 + 1.09 \cdot 10^{-3} L7300 + \\ 21.66 \cdot 10^{-3} L8125 + 8.70 \cdot 10^{-3} L8150 + 4.03 \cdot 10^{-3} L8175 + 2.07 \cdot 10^{-3} L8200 \leq 18$$

$$\text{hf0-9: } 6.80 \cdot 10^{-3} L1300 + 3.15 \cdot 10^{-3} L1350 + 1.61 \cdot 10^{-3} L1400 + 0.90 \cdot 10^{-3} L1450 + 0.53 \cdot 10^{-3} L1500 + \\ 10.83 \cdot 10^{-3} L3250 + 4.35 \cdot 10^{-3} L3300 + 2.01 \cdot 10^{-3} L3350 + 1.03 \cdot 10^{-3} L3400 + 0.57 \cdot 10^{-3} L3450 + \\ 18.59 \cdot 10^{-3} L5200 + 6.09 \cdot 10^{-3} L5250 + 2.45 \cdot 10^{-3} L5300 + 1.13 \cdot 10^{-3} L5350 + \\ 16.11 \cdot 10^{-3} L7175 + 8.26 \cdot 10^{-3} L7200 + 2.71 \cdot 10^{-3} L7250 + 1.09 \cdot 10^{-3} L7300 + \\ 21.66 \cdot 10^{-3} L9125 + 8.70 \cdot 10^{-3} L9150 + 4.03 \cdot 10^{-3} L9175 + 2.07 \cdot 10^{-3} L9200 \leq 20$$

En la formulación se ha empleado la nomenclatura **Lxyyy** para designar la longitud parcial del diámetro **yyy** en la línea **x**. Por ejemplo, **L3250** representa la longitud parcial del diámetro comercial de **250 mm** en la línea **3**.

Recordemos que los costes unitarios de las tuberías se encuentran en el enunciado del ejemplo, mientras que las pendientes hidráulicas asociadas a cada uno de los diámetros posibles y cada una de las líneas se encuentran en la segunda tabla de la página (2).

Una vez procesado el problema, el programa **LP83** proporciona el siguiente resultado:

SOLUTION (Minimized): 23937588.91 EJEMPLO Dimensionado Red Ramificada					
<b>Variable</b>	<b>Activity</b>	<b>Cost</b>	<b>Variable</b>	<b>Activity</b>	<b>Cost</b>
L1300	0.0000	5,335.0000	L5200	0.0000	2,773.0000
<b>L1350</b>	<b>1,200.0000</b>	<b>6,576.0000</b>	<b>L5250</b>	<b>450.0000</b>	<b>3,856.0000</b>
L1400	0.0000	8,671.0000	L5300	0.0000	5,335.0000
L1450	0.0000	10,440.0000	L5350	0.0000	6,576.0000
L1500	0.0000	12,532.0000			
<b>L2125</b>	<b>714.5062</b>	<b>1,189.0000</b>	<b>L6125</b>	<b>497.2608</b>	<b>1,189.0000</b>
<b>L2150</b>	<b>85.4938</b>	<b>1,696.0000</b>	<b>L6150</b>	<b>402.7392</b>	<b>1,696.0000</b>
L2175	0.0000	2,176.0000	L6175	0.0000	2,176.0000
L2200	0.0000	2,773.0000	L6200	0.0000	2,773.0000
L3250	0.0000	3,856.0000	L7175	0.0000	2,176.0000
<b>L3300</b>	<b>938.0342</b>	<b>5,335.0000</b>	<b>L7200</b>	<b>410.5405</b>	<b>2,773.0000</b>
<b>L3350</b>	<b>61.9658</b>	<b>6,576.0000</b>	<b>L7250</b>	<b>689.4595</b>	<b>3,856.0000</b>
L3400	0.0000	8,671.0000	L7300	0.0000	5,335.0000
L3450	0.0000	10,440.0000			
L4125	0.0000	1,189.0000	L8125	0.0000	1,189.0000
L4150	0.0000	1,696.0000	L8150	0.0000	1,696.0000
<b>L4175</b>	<b>500.0000</b>	<b>2,176.0000</b>	<b>L8175</b>	<b>500.0000</b>	<b>2,176.0000</b>
L4200	0.0000	2,773.0000	L8200	0.0000	2,773.0000
			<b>L9125</b>	<b>41.2809</b>	<b>1,189.0000</b>
			<b>L9150</b>	<b>358.7191</b>	<b>1,696.0000</b>
			L9175	0.0000	2,176.0000
			L9200	0.0000	2,773.0000

Los diámetros comerciales empleados en el dimensionado producen velocidades comprendidas entre los límites admisibles (hay que tener en cuenta que tan solo han intervenido en el problema aquellos diámetros que cumplen esta condición).

Los resultados finales con el método de Programación Lineal se indican en la tabla siguiente:

Línea	Caudal (m³/s)	Diámetr o(m)	Longitud parcial (m)	h <sub>f</sub> (mca)	Coste unitario (euro/m)	Coste línea (euro)
1	0,1	0,350	1200	3,78	39,52	47427,07
2	0,02	0,125	714,5	15,48	7,15	5105,84
		0,150	85,5	0,74	10,19	871,52
3	0,08	0,300	938,0	4,08	32,06	30076,03
		0,350	62,0	0,12	39,52	2450,40
4	0,02	0,175	500	2,02	13,08	6539,01
5	0,06	0,250	450	2,74	23,18	10428,76
6	0,02	0,125	497,3	10,77	7,15	3553,72
		0,150	402,7	3,51	10,19	4104,79
7	0,04	0,200	410,5	3,39	16,67	6841,42
		0,250	689,5	1,87	23,18	15979,18
8	0,02	0,175	500	2,02	13,08	6539,01
9	0,02	0,125	41,3	0,89	7,15	295,13
		0,150	358,7	3,13	10,19	3656,29
				Coste total (euro)		23937648,8

Podemos comprobar que las presiones en los nudos de consumo son iguales a 20 mca:

$$H_1 = Z_D - h_{f,1} = 60 - 3,78 = 56,22 \text{ mca}$$

$$H_2 = H_1 - h_{f,2} = 56,22 - 16,22 = 40 \text{ mca} \quad 6 \text{ P}_2/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

$$H_3 = H_1 - h_{f,3} = 56,22 - 4,2 = 52,02 \text{ mca}$$

$$H_4 = H_3 - h_{f,4} = 52,02 - 2,02 = 50 \text{ mca} \quad 6 \text{ P}_4/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

$$H_5 = H_3 - h_{f,5} = 52,02 - 2,74 = 49,28 \text{ mca}$$

$$H_6 = H_5 - h_{f,6} = 49,28 - 14,28 = 35 \text{ mca} \quad 6 \text{ P}_6/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

$$H_7 = H_5 - h_{f,7} = 49,28 - 5,26 = 44,02 \text{ mca}$$

$$H_8 = H_7 - h_{f,8} = 44,02 - 2,02 = 42 \text{ mca} \quad 6 \text{ P}_8/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

$$H_9 = H_7 - h_{f,9} = 44,02 - 4,02 = 40 \text{ mca} \quad 6 \text{ P}_9/? = \mathbf{20 \text{ mca}}$$

Si comparamos este resultado con el obtenido mediante el método de la serie económica, comprobaremos que resulta un ahorro del 1,27 %.

Aparentemente no es mucho, pero en la práctica, a mayor tamaño de la red, habrá una mayor diferencia en términos absolutos, pero también se acentúan las diferencias en términos relativos.

Si efectuamos una comparación con los resultados del Capítulo 10, comprobaremos una diferencia del 5'44 % respecto de la solución obtenida con el método de la pendiente uniforme.

Notas sobre el método:

- Las variables del problema de Programación Lineal son las longitudes parciales de los diámetros comerciales que pueden formar parte de una determinada línea; en consecuencia será necesario definir tantas variables como diámetros candidatos por el número de líneas de la red. En nuestro caso contamos con **38** variables (longitudes parciales).
- La solución final estará compuesta por un número de variables (var. básicas) distintas de cero, y el resto igual a cero. El número de variables básicas es igual al número de restricciones **activas** del problema. Recordemos que el problema cuenta con tantas restricciones de tipo geométrico como líneas posee la red y adicionalmente, con un número de restricciones de presión mínima. De este modo, la configuración de la solución estará compuesta, en general, por líneas con un único diámetro comercial, y otras líneas con dos diámetros comerciales adyacentes en tamaño, en número igual a las restricciones de presión mínima independientes.
- La restricción que se impone sobre las velocidades de circulación actúa de una forma implícita cuando seleccionamos el conjunto de diámetros comerciales **candidatos** a formar parte de una línea.
- Para este tipo de problema, la formulación lineal proporciona la solución **óptima**, esto es, la solución que verificando plenamente todas las restricciones proporciona el mínimo coste del sistema. Por desgracia, aunque el planteamiento es formalmente muy sencillo, la definición de los coeficientes es muy tediosa.

**3.4. Aspectos particulares del problema***Optimización con altura de cabecera fija:*

Cuando la altura de presión en la alimentación de la red no es susceptible de ser optimizada, se plantea un caso particular en la formulación que acabamos de tratar. Esta circunstancia puede darse bien porque ya exista un sistema de alimentación en funcionamiento (depósito ó estación de bombeo) ó bien porque en razón de condicionantes constructivos o de otro tipo, la alimentación no puede realizarse en condiciones diferentes.

En este caso, el problema de optimización se formula de la siguiente forma:

Función objetivo:

$$\text{Coste del sistema} = \sum_{i=1}^{NL} \sum_{j \in D} c_j L_{i,j}$$

Conjunto de restricciones:

$$L_{i,j} \geq 0 \quad \forall i, j$$

$$\sum_{i \in S_k} \sum_{j \in D} J_{i,j} L_{i,j} \leq Z_0 + H_0 - Z_k - P_{\min k} \quad \forall k \in K$$

$$\sum_{j \in D} L_{i,j} = L_i \quad i = 1 \dots NL$$

donde  $Z_0$  y  $H_0$  representan respectivamente la cota del nudo de alimentación y la altura de presión de alimentación. Observemos que la función objetivo únicamente considera el coste de las tuberías, que puede ser expresado como una inversión total o como anualidades, multiplicando por el factor de amortización, sin que ello tenga influencia alguna en el proceso de optimización.

Respecto de la formulación original, desaparecen las restricciones de presión máxima, puesto que no tienen ningún sentido una vez fijada la altura de cabecera.

### *Restricciones de velocidad*

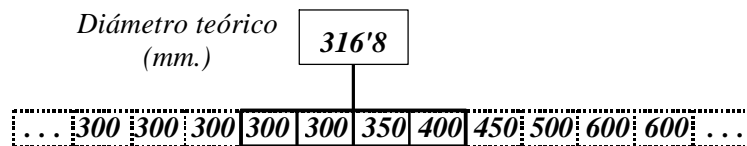
Hemos comentado que las restricciones de velocidad máxima y mínima actúan en forma implícita sobre el modelo por medio de la selección de los diámetros candidatos, que debe ajustarse a estas limitaciones.

Cuando en la selección de diámetros candidatos la lista de los mismos se aproxima a los diámetros extremos que imponen las restricciones de velocidad, el proceso queda acotado por estos valores. En una situación de ese tipo se pueden adoptar dos acciones:

1. Si la lista de diámetro candidatos posee un tamaño fijo, a partir de la posición que lo requiera, se rellena la misma con el diámetro extremo correspondiente.
2. Si la lista de diámetros candidatos puede alterar dinámicamente su tamaño, se considera completa cuando se alcanza alguno de los diámetros extremos.

En la Figura 15.10 se representan los casos en que la selección de diámetros candidatos queda restringida al imponer diámetros extremos, por intervención de los límites de velocidad.

a) Con un diámetro mínimo de **300mm**, la lista queda acotada por la **izquierda**:



b) Con un diámetro máximo de **600mm**, la lista queda acotada por la **derecha**:

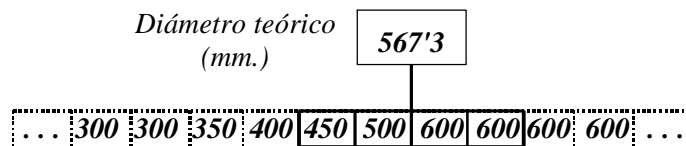


Figura 15.10. Efecto de las restricciones de velocidad sobre la selección de diámetros candidatos

El caso que hemos representado corresponde a una línea cuyo caudal de diseño es  $Q_i=0,150 \text{ m}^3/\text{s}$  y con unas limitaciones de velocidad  $v_{\min}=0,5 \text{ m/s}$  y  $v_{\max}=2,5 \text{ m/s}$ , que imponen sendos diámetros máximo y mínimo en la línea, según:

$$D_{j, \min} \geq \sqrt{\frac{4 q_i}{P v_{\max}}} = 0,276 \text{ m.} \Rightarrow D_{j, \min} \text{ (comercial)} = 0,300 \text{ m.}$$

$$D_{j, \max} \leq \sqrt{\frac{4 q_i}{P v_{\min}}} = 0,618 \text{ m.} \Rightarrow D_{j, \max} \text{ (comercial)} = 0,600 \text{ m.}$$

Las restricciones de velocidad implican otras consecuencias, esta vez de tipo hidráulico, como son:

- *Velocidad máxima:* Esta limitación equivale a imponer un diámetro mínimo en cada una de las líneas; ello significa que en algunas series de tuberías obtendremos una pérdida de carga menor de la necesaria para cumplir el requisito de presión mínima en el extremo de la serie, y por lo tanto se presentará una *holgura de presión*, esto es, la presión dinámica residual en algunos nudos será mayor de la estrictamente necesaria. Esta circunstancia no representa un problema por lo general, aunque dependiendo de la magnitud de la holgura, podría resultar necesario adoptar alguna medida para reducir la presión.
- *Velocidad mínima:* Equivale a imponer un diámetro máximo en cada línea. Cuando disponemos de una presión de alimentación fija, esta limitación puede resultar incompatible con las restricciones de presión mínima, esto es, la pérdida de carga que proporcionan los diámetros máximos es aún excesiva para poder suministrar el agua en los puntos de consumo a la presión mínima requerida. Llegados a una circunstancia de este tipo podemos relajar la limitación de velocidad mínima (y permitir por tanto mayores diámetros) o bien reformular el problema con una estación elevadora.

### Costes energéticos

En el planteamiento presentado, se ha supuesto que la estación de bombeo que alimenta la red de distribución suministra un caudal  $Q$  de forma constante durante las  $nh$  horas anuales de funcionamiento.

Sin embargo, la situación más habitual es que el caudal bombeado se ajuste a las necesidades del consumo, bien sea directamente ó modulado a través de un depósito intermedio.

Puesto que el caudal bombeado nos interesa únicamente para el cálculo de los costes energéticos, podemos soslayar el problema contabilizando dichos costes a partir de la potencia media utilizada durante las  $nh$  horas anuales de bombeo.

Ahora bien, si contratamos el suministro eléctrico para obtener ventaja del uso de la discriminación horaria, nos interesará conocer en detalle la distribución de los consumos de energía eléctrica a lo largo del tiempo, según los periodos llano, valle y punta. En tal caso podemos calcular la constante  $K_b$  como:

$$K_b = 9,81 \left[ \sum_h \frac{Q_h \cdot nh_h \cdot p_h}{h_h} \right]$$

siendo  $h$  : Índice de período horario  
 $Q_h$  : Caudal en el período  $h$



$nh_h$	: Número de horas anuales de bombeo en el período $h$
$P_h$	: Precio del kWh en el período $h$
$\eta_h$	: Rendimiento global de la E.B. en el período $h$

Si denominamos  $K_r$  al recargo porcentual (ó descuento si es negativo) por energía reactiva, deberemos multiplicar  $K_b$  por un factor  $(1 + K_r/100)$  para obtener los costes reales que supone el consumo de energía.

### Múltiples estados de carga

El modelo presentado puede ser ampliado para considerar más de un estado de carga como hipótesis de diseño. En este caso, podemos escribir las restricciones de presión mínima como:

$$H_b^l + Z_0 - Z_k - \sum_{i \in S_k} \sum_{j \in D} J_{i,j}^l L_{i,j} \geq P_{min_k}^l \quad \forall k \in K, \quad \forall l \in E$$

donde  $H_b^l$  representa la altura de bombeo para el estado de carga  $l$ ,  $J_{ij}^l$  es la pendiente hidráulica del diámetro  $j$  en la línea  $i$  para el estado de cargas  $l$  y  $P_{min_k}^l$  es la presión mínima requerida en el nudo  $k$  para el referido estado de carga.

Si en el planteamiento se incluyen además restricciones de presión máxima, deberemos plantear un conjunto de las mismas para cada estado de carga.

$$C_E = 9'81 \left[ \sum_l \frac{Q_b^l \cdot H_b^l \cdot nh^l}{h^l} \right] \cdot p$$

En la formulación del problema con varios estados de carga deberemos tener en cuenta que cada estado de carga adicional que consideremos va a representar el añadir un conjunto completo de restricciones de presión, lo que equivale a aumentar de forma considerable la cantidad de datos que deben ser tratados, y como consecuencia, una ralentización del proceso de cálculo.

### Dimensionado de ampliaciones

El supuesto de dimensionado de la ampliación de una red existente puede ser resuelto fácilmente con el modelo de Programación Lineal, tan solo modificando las restricciones de presión mínima, de forma que se asocie la presencia de las tuberías instaladas con una pérdida de carga adicional y además, de valor conocido para los caudales de diseño.

Si  $S_k$  representa el subconjunto de líneas en serie que une el nudo  $k$  con la cabecera de la red, denominaremos  $S$  al subconjunto de  $S_k$  constituido por las líneas que poseen tuberías en servicio, mientras que  $S$  incluirá las líneas por dimensionar. Con esta nomenclatura, podemos reformular las restricciones de presión mínima según:

$$H_b + Z_0 - Z_k - \sum_{i \in S_k^N} \sum_{j \in D} J_{i,j} L_{i,j} - \sum_{i \in S_k^E} h_{fi} \geq P_{min_k} \quad \forall k \in K$$

### *Limitación de presiones máximas*

Como se desprende de la formulación de las restricciones de presión máxima, la única variable que puede intervenir sobre las mismas es la altura de bombeo  $H_b$ . Pero la experiencia nos demuestra que en multitud de ocasiones, las restricciones de presión mínima entran en conflicto con las de presión máxima, esto es, para poder mantener una presión mínima en determinados puntos altos de la red, se obliga a otros puntos de cota geométrica mas baja a soportar presiones por encima de lo que sería deseable.

Situaciones de este tipo pueden derivar fácilmente en una incompatibilidad entre las restricciones, que obligue a considerar la inclusión de válvulas reductoras de presión (VRP) en la red.

La finalidad de tales dispositivos es doble, puesto que, desde el punto de vista funcional actúan para mantener las presiones de servicio por debajo del valor máximo admisible, pero además, y como consecuencia de ello, al reducir las presiones internas que soportan las tuberías, pueden permitir la utilización de espesores inferiores y por tanto, tuberías más económicas.

El método propuesto por Robinson y Austin (1976) permite ampliar la formulación del modelo de PL incluyendo VRPs, tanto por su influencia en las restricciones de presión como al contemplar los costes de las mismas en la función objetivo. Desgraciadamente, para poder incluir las VRPs en una formulación de tipo lineal, son necesarias una serie de aproximaciones que limitan la validez del modelo propuesto. Buscando paliar estos inconvenientes, se han desarrollado un método para la optimización conjunta de la ubicación y el tarado de VRPs en redes ramificadas (Pérez, Martínez y Vela, 1992, Pérez, 1993). Las principales características del método propuesto son su independencia del dimensionado de los diámetros y el operar con costes reales.

### *Inclusión de otros costes de inversión*

Hasta ahora hemos considerado únicamente el coste de las tuberías como coste de inversión. Sin embargo, el coste de construcción de la estación de bombeo puede tener un peso importante en la inversión global.

El principal inconveniente que encontramos para incluir este término en la función objetivo es la no linealidad de la función de coste de construcción. Podemos aproximar el coste de construcción de la estación de bombeo a la siguiente expresión:

$$C_{C,EB} = a \cdot W^b$$

donde  $W$  es la potencia instalada, y el exponente  $b$  adopta valores menores que 1, comprendidos en general entre 0,7 y 0,8. Ello significa que el coste residual por cada kilovatio instalado disminuye cuanto mayor es la potencia instalada.

Si consideramos que la potencia instalada está directamente relacionada con la altura de bombeo  $H_b$  (puesto que el caudal a bombear es un dato de diseño) podemos expresar el coste de construcción de la E.B. como:

$$C_{C,EB} = a' \cdot H_b^b$$

Para poder introducir este nuevo coste en la función objetivo es necesario linealizar la función de costes, procediendo de forma iterativa en la optimización, reajustando la función lineal en cada iteración.

#### 4. CONCLUSIONES

Los métodos expuestos en el presente capítulo constituyen tan sólo una muestra de los múltiples planteamientos con que se ha venido formulando el problema del diseño de redes en la bibliografía especializada.

En las últimas décadas se ha dedicado una especial atención al mismo, habiéndose desarrollado técnicas de optimización que permiten una mayor reducción de los costes de capital de estos sistemas. Algunos de estos métodos de diseño están restringidos en su aplicación a las redes ramificadas y no son aplicables al diseño de redes de distribución urbanas que, por la necesidad de mantener el servicio en cualquier circunstancia, no pueden estar supeditadas a la fragilidad, de un único conducto de alimentación por área de suministro, lo que obliga a considerar mallas en los diseños.

A pesar de los esfuerzos realizados por encontrar una solución al diseño óptimo de redes malladas no se cuenta en la actualidad, con ningún método plenamente satisfactorio debido precisamente a la dificultad de incluir en las restricciones esa necesidad de cerrar mallas. Es sabido que tal exigencia es redundante desde el punto de vista de la optimización (mínimo coste).

Es preciso, pues, a la hora de elaborar un método de diseño de redes malladas incluir explícitamente ese imperativo funcional, que no económico. Se han propuesto, a tal fin, varios procedimientos. Unos imponen un diámetro preestablecido como restricción del problema, pero tal procedimiento no es siempre satisfactorio, ya que los resultados obtenidos con esta hipótesis son, en esencia, redes ramificadas cerradas por líneas de diámetro mínimo para configurar las mallas. Otro de los procedimientos propuestos consiste en establecer que cada nudo está conectado, como mínimo, por dos líneas; hipótesis en principio aceptable, aunque no garantiza explícitamente una auténtica redundancia.

A muy grandes rasgos podemos dividir los métodos de diseño óptimo de redes en función de si el trazado es asumido, o bien no lo es.

En los primeros las variables de decisión, en general, se corresponden con los diámetros de las líneas y en los segundos se añaden a éstas las líneas que pueden o no enlazar dos nudos. Obviamente, en todos ellos se trabaja con series de diámetros normalizados, aunque ello suponga un inconveniente en el desarrollo de las técnicas de optimización.

De entre los métodos que asumen una configuración de la red dada, unas demandas conocidas, así como unos niveles máximo y mínimo entre los cuales deben estar comprendidas las presiones en los nudos, destacamos el procedimiento iterativo desarrollado por Alperovits y Shamir (1977), que, basándose en las técnicas de Programación Lineal, obtienen una solución de mínimo coste para cada estado de carga que analizan, bajo una serie de restricciones. El mínimo local así obtenido está basado en la descomposición jerárquica del problema de optimización, esto es, inicialmente parten de una distribución de los caudales circulantes y con ello optimizan, por programación lineal, las variables de decisión que, en general, son los diámetros. Aprovechando la información generada por PL proceden a reajustar la función de costes. Para ello se evalúa el gradiente de la función de costes con respecto a los caudales, el cual fija las correcciones que deben introducirse en estos con el fin de alcanzar un nuevo óptimo local. El proceso se repite hasta que la función objetivo se estabiliza en un punto.

La ventaja del método expuesto es que permite contemplar otros parámetros de diseño distintos a los diámetros, como, por ejemplo, la potencia de los grupos de impulsión, las cotas de los depósitos, etc., e incluso variables de operación: que bombas deben funcionar en cada instante?, que válvulas reguladoras conviene instalar para conseguir un nivel de presiones determinado?, etc. Asimismo, cabe la posibilidad de operar con varios estados de carga diferentes.

La desventaja que presenta es, fundamentalmente, que los diseños que se consiguen son prácticamente árboles ramificados con ramas unidas por líneas de diámetro mínimo, como antes hemos comentado.

De forma análoga, Quindry y otros (1981) introducen las teorías de búsqueda del óptimo por el mínimo gradiente a las formulaciones descritas por Lai y Schaake (1969), aunque su objetivo no sea corregir los caudales circulantes, como en el descrito anteriormente, sino reajustar las alturas piezométricas en los nudos, procurando siempre que no rebasen unos valores mínimos para los consumos establecidos.

El problema de contemplar conjuntamente en el diseño óptimo la elección de componentes junto con su trazado o layout es abordado en trabajos recientes, siendo éste un tema de grandes posibilidades. La dificultad de su desarrollo reside, principalmente, en la fuerte interrelación entre la elección de componentes y el trazado óptimo. En este sentido podemos citar los trabajos de Rowell y Barnes (1982) y de Morgan y Goulter (1985), entre otros. Este último desarrolla un procedimiento basado en el método de Cross para el cálculo hidráulico y las técnicas de PL para la optimización. Para el trazado de la red asignan unos pesos por línea, a modo de índices, que indican el porcentaje de caudal que circula con respecto al consumo aguas abajo; si esos índices están por debajo de un determinado valor, se considera que la línea no es vital y se elimina del conjunto, volviendo a empezar.

Las últimas tendencias en el diseño de redes se dirigen hacia el problema de la fiabilidad y la redundancia en redes malladas, esto es, como cuantificar estos valores, como modelarlos y como maximizarlos en el contexto de un problema de diseño.

Habitualmente se considera con arquetipo el fallo de una tubería (la rotura o puesta fuera de servicio), aunque también pueden fallar los puntos de inyección (depósitos, estaciones de bombeo).

El concepto de fiabilidad alcanza incluso a la probabilidad de que las previsiones iniciales de consumo se vean desbordadas, cuando, por ejemplo, se consumen caudales mayores de los inicialmente previstos, debido a alguna circunstancia extraordinaria.

Los procedimientos tradicionales de la Programación Matemática se estrellan contra el muro conceptual que antes se ha citado: cuando intentamos aplicar un método de dimensionado económico para diseñar una red mallada, el resultado final es una red virtualmente ramificada, con mallas que se cierran sobre tuberías de muy pequeño calibre.

A este respecto, una referencia fundamental son los trabajos de Goulter, quien propone actuar combinando la capacidad de optimización de un método de Programación Matemática con restricciones de tipo topológico, tan simples como asegurar que cualquier subconjunto conexo de nudos de la red, está conectado al resto del sistema por un mínimo de dos líneas.

El problema puede resultar aun más complejo cuando se diseña la red mallada considerando varios estados de carga (o si se prefiere, varios escenarios de funcionamiento). Teóricamente es posible seleccionar un número de estados de carga que, actuando como restricciones del problema, consiga asegurar que se manténgala

redundancia efectiva de la red mallada, pero en la práctica, este procedimiento no es sólo cuestión de número de estados de carga, sino más bien de las características de los estados de carga.

En la práctica podemos comprobar que el mismo problema de diseño nos conduce a soluciones diferentes dependiendo del punto de partida (de una solución factible inicial), lo que sugiere la existencia de varios mínimos locales en la función objetivo.

Esta es una dificultad con la que va a tropezar cualquiera de los métodos convencionales (procedurales) de Programación Matemática. Ante un problema de optimización no lineal, los métodos convencionales quedan confinados en la región del espacio de soluciones cercana a óptimo local.

El óptimo localizado puede ser el global o solamente un óptimo local, pero es algo que no podremos saber si no comenzamos de nuevo desde otros puntos de partida diferentes. Sobre la aplicación de métodos de Programación No Lineal para este problema, existe una abundante bibliografía, con autores muy significativos, entre los que cabe señalar a Cembrowicz, Goulter, Lansey, Mays, Shamir, Walters y varios más.

Ante la necesidad de encontrar nuevos procedimientos de optimización de tipo heurístico, ha ido cobrando una gran importancia el empleo de los Algoritmos Genéticos. Este nuevo método había sido empleado en el pasado de forma ocasional en sistemas de conducciones (Goldberg, 1986), aunque en otro tipo de problemas se estaba imponiendo con una fuerza creciente. Los Algoritmos Genéticos imitan de algún modo los procesos naturales de reproducción, crecimiento y mutación, solo que en lugar de actuar sobre la evolución y mejora de una población de seres vivos, se aplican sobre las soluciones a un problema de diseño de redes.

El principal inconveniente de los Algoritmos Genéticos consiste en que, puesto que no es un método matemático sino una suma de acciones dirigidas, no existe posibilidad de asegurar la existencia y unicidad de la solución del problema. Lo único que podemos asegurar es que la aplicación reiterada de un AG en un problema de optimización de redes nos conduce a soluciones cada vez mejores, hasta estancarse en una solución que no consigue mejorar más.

¿Significa que se ha alcanzado el valor óptimo? No hay modo de asegurarlo. Por ello, cuantos conocen y utilizan el método enuncian la misma regla: Si existe un método procedural que pueda resolver el problema, no es necesario utilizar un AG. Utilizaremos los Algoritmos Genéticos cuando no exista posibilidad de utilizar métodos procedurales sin comprometer la validez de las soluciones con hipótesis demasiado aventuradas.

El problema ha sido especialmente grave en lo relativo al diseño de redes malladas: en un momento dado (principios de los 90) parecían coexistir un sinnúmero de métodos factibles, todos ellos con cierta complejidad en el desarrollo matemático y ninguno implementado en programas informáticos comerciales.

En este sentido cabe destacar, entre otros, el trabajo de Matías (2003), que plantea la fiabilidad como mecanismo para asegurar la redundancia de la red mallada, considerada en un sentido amplio, tanto en lo relativo a los fallos en elementos, como al fallo de nuestras previsiones de demanda de caudal.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Alperovits, E., y Shamir, U. (1977) *Design of optimal water distribution systems*. Water Resources Research. Vol, 13, num. 6, pp. 885-900. Diciembre.
- Awumah, K.; Bhatt, S.K. y Goulter, I.C. (1989) *An Integer Programming Model for Layout Design of Water Distribution Networks*. Engineering Optimization, Vol. 15, pp. 57-70.
- Bao y Mays (1990) *Model for water distribution system reliability*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 116 nº 9, 1119-1137.
- Bhave, P.R. (1979) *Selecting pipe sizes in network optimization by Linear Programming*. Journal of the Hydraulics Division (ASCE) pp. 1019-1025, Agosto.
- Bhave, P.R. y Lam, C.F. (1983) *Optimal Layout for Branching Distribution Networks*. Journal of Transportation Engineering (ASCE) Vol. 109. Nº4 Julio, pp. 534-547.
- Calhoun, C. (1970) *Optimization of pipe systems by linear programming* Proceedings on control flow in closed conduits, J. P. Tullis, Ed. Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Cembrowicz, R.G. y Harrington, J.J. (1973) *Capital-cost minimization of hydraulic network*. Journal of the Hydraulics Division (ASCE) Vol. 99, num. HY3, pp. 431-440, Marzo.
- Cullinane, Lansey y Mays (1992) *Optimization-availability based design of water distribution networks*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 118 nº 3, 420-441.
- Cullinane, M. J., Lansey, K. E. y Mays, L. W. (1992) *Optimization-availability based design of water distribution networks*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 118 nº 3, 420-441.
- Dandy, Simpson, y Murphy (1996) *An improved genetic algorithm for pipe network optimization*. Water Resources Research, Vol 32 nº 2, 449-458.
- Duan, Mays y Lansey (1990) *Optimal reliability-based design of pumping and distribution systems*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 116 nº 2, 249-268.
- Eiger, G. Shamir, U. Ben-Tal, A. (1994) *Optimal design of water distribution networks*. Water Resources Research, Vol 30 nº 9, 2637-2646.
- Fujiwara y De Silva (1990) *Algorithm for reliability-based optimal design of water networks*. Journal or Enviromental-Engineering. Vol 116 nº 3, 575-587.
- Fujiwara, O y Dey, D. (1987) *Two adjacent pipe diameters at the optimal solution in the water distribution network models*. Water Resources Research. Vol, 23, num. 8, pp. 1457-1460. Agosto.
- Fujiwara, O. y Li, J. (1998) *Reliability analysis of water distribution networks in consideration of equity, redistribution, and pressure-dependt demand*. Water Resources Research, Vol 34 nº 7, 1843-1850.
- Golberg, D. E. (1989) Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning. Addison Wesley Publishing Company, Inc.
- Goulter y Bouchart (1990) *Reliability-constrained pipe network model*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 116 nº 2, 211-229.
- Goulter, I.G. y Morgan, D.R.(1985) *An integrated approach to the layout and design of water distribution systems*. Civil Engineering Systems, Vol. 1, num. 2, pp. 104-113.
- Grupo Mecánica de Fluidos (1996) Curso de Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua, Ed. GMF- Universidad Politécnica de Valencia.
- Gupta, R. y Bhave, P. R. (1994) *Reliability analysis of water-distribution systems*. Journal of Environmental Engineering, Vol 120 nº 2, 447-460.

- Gupta, R. y Bhawe, P.R. (1996) *Reliability - based design of water distribution systems*. Journal of Environmental Engineering, Vol 122 n° 1, 51-54.
- Halhal, Walters, Ouazar y Savic (1997) *Water network rehabilitation with structured messy genetic algorithm*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 123 n° 3, 137-146.
- Holland, J. H. (1992) *Algoritmos genéticos*. Investigación y Ciencia. Septiembre 1992. 38-45.
- Khomsy, Walters, Thorley y Quazar (1996) *Reliability tester for water distribution networks*. Journal of Computing in Civil Engineering. Vol 10 n° 1, 10-19.
- Kim y Mays (1994) *Optimal rehabilitation model for water distribution systems*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 120 n° 5, 674-692.
- Kumar y Kansal (1995) *Discusión de Reliability analysis of water distribution systems*. Journal of Environmental Engineering, 674-677.
- Lai L. y Schaake, J. (1969) Linear programming and dynamic programming applications to water distribution network design, Report 116. Department of Civil Engineering. Massachusetts Inst. of Tech. Cambridge. Massachusetts.
- Marín, F. J., García, F y Sandoval, F. (1992) *Algoritmos genéticos: una estrategia para la búsqueda y la optimización*. Informática y automática, Vol. 25, 5-15.
- Matías (2003) Diseño de redes de distribución de agua considerando la fiabilidad mediante Algoritmos Genéticos, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia.
- Michalewicz, Z. (1996) Genetic algorithms + data structures = Evolution programs. 3rd rev. and extended. Springer
- Montesinos, M<sup>a</sup>. P. (1995) Modelo Matemático para el Diseño Óptimo de Sistemas de Distribución de Agua. Tesis doctoral. ETSI Agrónomos y Montes. Universidad de Córdoba.
- Morgan, D.R. y Goulter, I.G. (1985) *Optimal urban water distribution design*. Water Resources Research, Vol. 21, num. 5, pp. 642-652, Mayo.
- Munizaga, E. (1976) Redes de agua potable: diseño y dimensionamiento. Instituto Eduardo Torroja de la C. y C. Monografía num. 335. Madrid, Septiembre.
- Ostfeld y Shamir (1996) *Design of optimal reliable multiquality water-supply systems*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 122 n° 5, 322-333.
- Park y Liebman (1993) *Redundancy-constrained minimum cost design of water distribution nets*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 119 n° 1, 83-98.
- Pérez (1993) Dimensionado óptimo de redes de distribución considerando los elementos de regulación. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre.
- Quindry, G.E.; Brill, E.D. y Liebman, J.E. (1981) *Optimization of looped water distribution systems*. Journal of the Environmental Engineering Division (ASCE) Vol. 107, EE4. Proc. Paper 16439, Agosto.
- Ritzel, B. J. y Wayland Eheart, J. (1994) *Using genetic algorithms to solve a multiple objective groundwater pollution containment problem*. Water Resources Research, Vol 30 n° 5, 1589-1603.
- Robinson, R.B. y Austin, T.A. (1976) *Cost optimization of rural water systems*. Journal of the Hydraulics Division (ASCE) Proc. Paper 12301, pp. 1119-1134, Agosto.
- Rousset (1971) *Tracé de réseaux d'irrigation ramifiés*. 8as Jornadas Europeas del ICID. Aix-en-Provence, Junio.
- Rowell, W.F. y Barnes, W. (1982) *Obtainning Layout of Water Distribution Systems*. Journal of the Hydraulic Division (ASCE) Vol. 108, HY1, pp. 137-148, Enero.
- Savic y Walters (1997) *Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks*. Journal of

- Water Resources Planning and Management, Vol 123 n° 2, 67-77.
- Simpson, A. R., Dandy, G.C. y Murphy, L. J. (1994) *Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 120 n° 4, 423-443.
- Tanyimboh y Templeman (1994) *Discusión de Redundancy-constrained minimum-cost design of water-distribution nets*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 120 n° 4, 568-570.
- Templeman, A.B. (1982) *Discussion of Optimization of looped water distribution systems* by Quindry, G.; Brill, E.D. y Liebman, J. Journal of the Environmental Engineering Division (ASCE) Vol. 108, num. EE3., Junio.
- Walski, T.M. (1980) *Energy costs: A new factor in pipe size selection*. Journal AWWA, pp. 326-329, Junio.
- Wang, Q. J. (1991) *The genetic algorithm and its application to calibrating conceptual rainfall-runoff models*. Water Resource Research, Vol 27 n° 9, 2467-2471.
- Watanatada, T. (1973) *Leasts-cost design of water distribution systems*. Journal of the Hydraulics Division (ASCE) Vol. 99, num. HY9, pp. 1497-1513.
- Xu y Goulter (1998) *Probabilistic model for water distribution reliability*. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol 124 n° 4, 218-228.



# APLICACIÓN DE LOS SIG EN EL MODELADO Y PROYECTO DE REDES.

F. Javier Martínez Solano  
P.Amparo López Jiménez  
Pedro L. Iglesias Rey  
Gonzalo López Patiño

## 1. INTRODUCCIÓN

La gestión técnica de una red se ha limitado tradicionalmente a un control patrimonial de la misma, incluyendo la programación de tareas de mantenimiento correctivo y la inclusión de nuevas conducciones. Esta forma de control de la red se ha estado llevando habitualmente a través de fichas, croquis o planos cartográficos realizados manualmente. Este tipo de gestión lleva consigo una serie de problemas que se pueden resumir en los siguientes (Zaragoza, 1997):

- Acceso a una gran cantidad de planos a diferentes escalas.
- Actualización (o más bien falta de actualización en muchos casos) de la información de dichos planos.
- Costosa gestión patrimonial de la red.
- Escaso control de la red en general.
- Poca efectividad de las consultas sobre los elementos de la red.
- Dificil integración de esta información con los programas informáticos de simulación.

La aplicación de los **Sistemas de Información Geográfica (SIG)** ha permitido una base inteligente para la gestión de todos estos datos. A partir de su implantación se ha podido profundizar en otras prioridades de la gestión técnica. Así, se ha podido incorporar la exportación de datos a los modelos de simulación, la integración de las mediciones para el control de fugas, la gestión de los abonados, los programas de mantenimiento preventivo, etc. En todos estos casos, la elaboración de un modelo matemático de la red constituye un elemento clave para el éxito de la gestión. Por ello, hablar de mejoras en la gestión técnica de las redes significa, entre otras cosas, hablar de mejora en la modelación de las mismas.

Desde su aparición a principios de la década de 1960, los SIG se han utilizado de una manera bastante extensa para la gestión de infraestructuras urbanas. Primero fueron las grandes compañías eléctricas, para que a continuación se le sumasen las compañías de gas.

La primera aproximación al uso de los SIG en la gestión de redes de distribución de agua potable documentada en la bibliografía se produce en Denver Waters (Cesario, 1986). Nadie discute hoy en día la utilidad de los SIG en la gestión diaria de un abastecimiento de agua potable. Sin embargo, muchas de las aplicaciones de los SIG se limitan al ámbito de la gestión de abonados y facturaciones o al ámbito de la gestión administrativa. La utilización de los SIG para la gestión técnica de las redes utilizando la simulación hidráulica como herramienta para la toma de decisiones es todavía un campo en el que se debe profundizar. Si bien existen algunos sistemas que incluyen esta posibilidad, la mayoría de ellos concentran los esfuerzos en la propia integración del programa hidráulico de simulación con los datos del SIG, dejando como tarea del usuario la simplificación de la red o, de no existir ésta, la interpretación de los resultados.

Dado su potencial como herramienta para la modernización de abastecimientos, en este capítulo se revisarán las tendencias en la aplicación de los SIG en la gestión de los mismos. No es intención de este texto profundizar en lo que es un SIG. Por ello, para una descripción más detallada del concepto de SIG se recomienda consultar bibliografía específica. En concreto, Bernhardsen (1992) constituye una magnífica introducción.

A continuación, se hace una revisión del estado del arte en la gestión de los abastecimientos urbanos de agua potable, resaltando los puntos en los que un SIG puede ayudar a esta gestión. Así, se hace una distinción entre la gestión de abonados (o atención al cliente), encargada de la facturación, cobro y recepción de reclamaciones; la gestión administrativa, más relacionada con lo que sería la gestión interna de cualquier empresa (básicamente, administración de recursos humanos y económicos); y, por último, gestión técnica, encargada de garantizar el correcto funcionamiento de la red, tanto desde un punto de vista estructural (estado de la red) como hidráulico (garantía de unos niveles de calidad del servicio adecuados). Se dedicará una especial atención al papel que un SIG puede jugar en la mejora de la gestión técnica del abastecimiento.

## **2. UTILIZACIÓN DE LOS SIG EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.**

### **2.1. Estructura general de la gestión de un abastecimiento apoyada en un SIG.**

El avance de las nuevas tecnologías también tiene su repercusión en la gestión de los abastecimientos de agua potable. Durante mucho tiempo la gestión de los abastecimientos ha estado caracterizada por la falta de competencia y un régimen cercano al monopolio. Esto ha hecho que en algunos campos esa gestión no haya seguido un desarrollo tecnológico similar al de otras actividades económicas.

Un magnífico texto para comprender la complejidad y versatilidad del uso de los SIG en la gestión integral de las redes de distribución de agua potable lo encontramos en Cubillo et al. (1997).

Hoy en día empiezan a darse inquietudes por modernizar y actualizar los abastecimientos. Cubillo et al. (1997) apuntan que esta inquietud innovadora se debe a cuatro necesidades de los abastecimientos:

- Cumplimiento de estándares de calidad del servicio.
- Mejora de la eficiencia en la gestión del recurso agua.
- Mejora de la eficacia en la gestión económica y financiera.

- Mejora de la eficiencia en la atención al abonado.

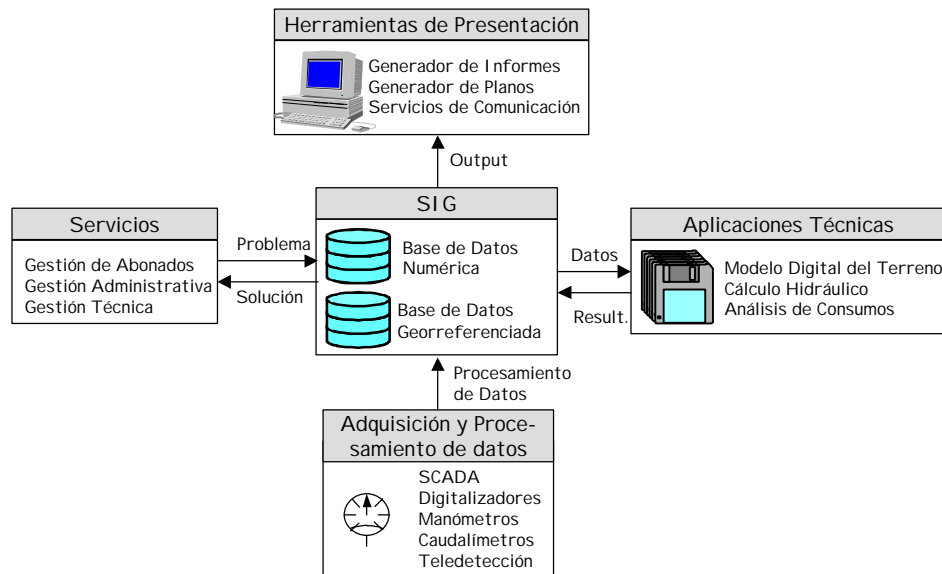
Un problema para satisfacer las necesidades anteriores viene derivada del hecho de que en gran parte de los abastecimientos no se tiene un conocimiento adecuado del mismo. Este hecho es especialmente notorio en abastecimientos pequeños y medianos. En ocasiones se desconoce incluso el volumen facturado a cada abonado. Es evidente que no se puede gestionar bien lo que no se conoce.

Para el estudio de un sistema de abastecimiento de agua potable hay que manejar una gran cantidad de información. Esta información es necesaria para cualquiera de los objetivos mencionados anteriormente. Dependiendo de su naturaleza, podría clasificarse ésta en tres grandes grupos:

- Información sobre los abonados.
- Descripción física de las infraestructuras.
- Localización geográfica de abonados e infraestructuras.

Tradicionalmente esta información se ha almacenado en diferentes formatos. La información sobre los elementos de la red (diámetros, longitudes, fechas de inicio, suministradores, etc.) se almacenaba en planos de trabajo o en pequeñas bases de datos de inventarios. La información económica constituía la base de datos que se almacenaba de manera más cuidadosa, incluyendo todos los datos relativos al usuario, sus consumos, direcciones, datos de registro y otros datos relacionados para una correcta gestión económica del sistema. Finalmente, la información espacial estaba normalmente repartida en varios mapas topográficos donde aparecían las curvas de nivel del área geográfica del suministro, la localización de las líneas principales y las tuberías de distribución. La mayoría de las veces los planos no estaban actualizados. De cualquier manera, raramente se establecía una conexión entre los tres sistemas de información existentes.

La aparición de los Sistemas de Información Geográfica ha abierto la posibilidad de relacionar la información económica y física de la red con la componente espacial o geográfica. Como ya se comentó previamente, el SIG permite no sólo relacionar datos geográficos o espaciales con datos alfanuméricos (o atributos), sino que también permite la edición sencilla de los datos, así como su presentación. Además, permite la comunicación de este sistema con otros, básicamente como proveedor de datos para herramientas externas. Probablemente es esta última funcionalidad la que hace que el SIG se llegue a convertir en la pieza central en la gestión de un abastecimiento.



**Figura 16.1. Esquema de un SIG utilizado para la gestión de un abastecimiento de agua potable a una población.**

La posibilidad de conectar con herramientas externas junto con las capacidades propias del sistema de gestión de bases de datos georreferenciadas permiten al SIG un control sobre todos los elementos del abastecimiento a lo largo de su vida útil. El seguimiento a lo largo de su ciclo de vida de cualquier elemento de la red, ya sea un abonado, una tubería o un empleado, asegura un adecuado control de la calidad de los datos. Este hecho es absolutamente necesario para una gestión eficiente del abastecimiento.

En la figura 16.1 se muestra la estructura general que tendrá un SIG destinado a la gestión integral de un abastecimiento de agua. Como se ha comentado, el núcleo central de dicha estructura será el SIG propiamente dicho, aunque sería más correcto referirse a él como el sistema de gestión de las bases de datos georreferenciadas.

Este sistema servirá de proveedor de soluciones a los problemas planteados durante la gestión del abastecimiento. En función de los problemas planteados o de los objetivos que se pretendan cumplir, la propia compañía estará estructurada en departamentos o servicios. Entre éstos podemos distinguir tres:

- **Gestión de abonados.** Se encarga del seguimiento de todos los aspectos de la gestión relacionados con los abonados. Incluye el alta y la contratación, facturación, bajas, reclamaciones, avisos y cualquier otra contingencia que pueda afectar al servicio al abonado. Ese servicio tendrá acceso ilimitado a la base de datos de abonados.
- **Gestión administrativa.** Sea cual sea el sistema de gestión de un abastecimiento, éste debe estar sometido a un control financiero. La información económica y financiera del abastecimiento es fundamental para su gestión. Son funciones de este servicio el control de los recursos humanos y financieros. Debe disponer por tanto de toda la información económica tanto de los abonados como de la propia red.
- **Gestión técnica.** Este último servicio será el encargado de gestionar toda la información relacionada con la red de distribución, desde los puntos de producción hasta las acometidas. Se encargará del seguimiento de todos los elementos de la red a

lo largo de toda su vida útil. Esta Capítulo prestará especial atención al papel que juega un SIG en la gestión técnica de los abastecimientos.

Para ayudar a cada uno de estos servicios, el SIG debe tener una serie de herramientas de captación, organización, manipulación y presentación de los datos. Siguiendo el flujo de los datos, el primer paso consistirá en ser captados por el SIG. En unos casos se hará una introducción masiva de datos de forma manual a través de formularios de edición, pero en otros casos se recurrirá a herramientas más sofisticadas, como digitalizadores, SCADA (del inglés *Supervisory Control And Data Acquisition*), teledetección y telemedida.

A continuación, los datos pueden ser manipulados por el propio SIG o bien enviados a las herramientas externas creadas para su manipulación. Entre estas herramientas se pueden mencionar la creación de modelos, encargada de simplificar la red hasta un nivel adecuado al uso que se vaya a hacer del modelo, y el simulador hidráulico que debe calcular presiones y caudales en nudos y líneas, respectivamente. Otras herramientas que pueden resultar útiles en la gestión técnica de un abastecimiento son los modelos digitales del terreno o un estudio de las demandas de agua. El SIG ha de ser capaz de recibir, procesar y almacenar los resultados proporcionados por otras herramientas.

Por último, el SIG debe proporcionar una interfaz de usuario sencilla de utilizar y con funcionalidades para la presentación de planos, mapas temáticos e informes. Además de su carácter estético que esta necesidad tiene en muchas ocasiones, una interfaz útil y manejable se convierte en muchas ocasiones en el mejor aliado del gestor que pretende implantar una tecnología innovadora como es el caso del SIG.

A continuación se detallan con una mayor profundidad los usos que puede tener un SIG en la gestión técnica de un abastecimiento.

## **2.2. Aplicación de los SIG a la creación de nuevas infraestructuras.**

El ciclo de vida de cualquier elemento de la red pasa por siete etapas: planificación, diseño, proyecto, construcción, operación, mantenimiento y renovación.

De estas etapas, las cuatro primeras constituyen el nacimiento del nuevo elemento y su incorporación a la red. La planificación se interpreta como la detección de una necesidad de nuevas infraestructuras en alguna de las zonas de la red. Esta necesidad vendrá dada en general por el servicio de gestión de abonados al intentar dar de alta un nuevo abonado para el cual no existe acometida. A partir de ahí comienza un proceso que concluirá en la construcción de las nuevas infraestructuras. De las cuatro fases de las que consta la creación de un nuevo elemento de la red, la fase de diseño es quizás la más importante y también la que más se puede beneficiar de la existencia de un SIG.

Una vez concluida la fase de diseño, se pasará a la elaboración y redacción de un proyecto, si la magnitud de la obra lo requiere. Por último, se procederá a la construcción y conexión con el resto de la red, dando así por concluida la creación de la nueva infraestructura.

### *Planificación de un abastecimiento.*

Lee Cesario (1995) recoge los resultados de una encuesta facilitada a un conjunto de abastecimientos estadounidenses, en los que se concluye que el uso mayoritario de los modelos era precisamente el de la planificación a largo plazo.

Como se ha comentado, la planificación del abastecimiento implica la detección de necesidades futuras de infraestructuras hidráulicas. Sin embargo, resulta evidente que no es lo mismo programar la instalación de una nueva acometida para dar servicio a un edificio

de reciente construcción que realizar el proyecto de urbanización de un Plan de Acción Urbanística. En el primer caso apenas hace falta realizar ningún cálculo, mientras que en el segundo hay que hacer una previsión a largo plazo de las demandas que tendrá que suministrar la nueva red en un horizonte en ocasiones por encima de los 20 años.

El proceso de planificación debe cubrir los diferentes aspectos que afectan a la toma de la decisión de construir una nueva tubería. Así, es tarea de planificación la comprobación de las cinco variables que justificarán la nueva tubería (Martínez et al., 2002):

- **Necesidad.** Debe comprobarse que realmente es necesaria esa tubería.
- **Impacto.** Debe comprobarse la influencia de la construcción de la nueva tubería en el entorno, tanto a nivel medioambiental como funcional.
- **Viabilidad.** Antes de aprobar la construcción de la nueva tubería se deben calcular las necesidades de recursos tanto humanos como materiales, así como la disponibilidad de financiación.
- **Fiabilidad.** La solución final debe satisfacer las necesidades para las cuales se ha creado, así como cumplir unos requisitos mínimos de fiabilidad ante fallos.
- **Control.** La última fase será la de control de todo el proceso de ejecución, tanto a nivel de plazos como de desviación con respecto a los recursos inicialmente asignados.

Desde el mismo momento en que se detecta la necesidad de ampliar la red de distribución, el primer paso que hay que dar es la definición del trazado de las nuevas tuberías. Este problema es relativamente sencillo de resolver cuando se dispone de un SIG. Se trata de hecho de una operación típica de las topologías de la red, como ya se comentó con anterioridad.

Si se ha estimado la ubicación de las nuevas demandas que deben ser satisfechas, se trata de calcular el trazado menos costoso que garantice el suministro a los nuevos consumos con un determinado nivel de calidad del servicio.

Este problema ya ha sido resuelto eficazmente en otras aplicaciones urbanas, básicamente relacionadas con el transporte. Dado que las tuberías suelen colocarse siguiendo el trazado de las calles, el problema es fácilmente extrapolable sin más que sustituir los tiempos de viaje por los costes de instalación. En resumen, en vez de tenerse en cuenta la velocidad media de circulación por las calles deberá tenerse en cuenta el coste unitario de construcción de las tuberías en cada calle.

#### *Diseño de la red*

Si bien estrictamente hablando el diseño de una red implica el cálculo del trazado y las dimensiones de los elementos de la red, es muy común que se entienda por diseño sólo el cálculo de las dimensiones de los elementos de nueva creación.

Un modelo de cálculo para el diseño óptimo de una red debe cumplir dos objetivos principales:

- Minimizar los costes de construcción.
- Maximizar la fiabilidad de la solución final.

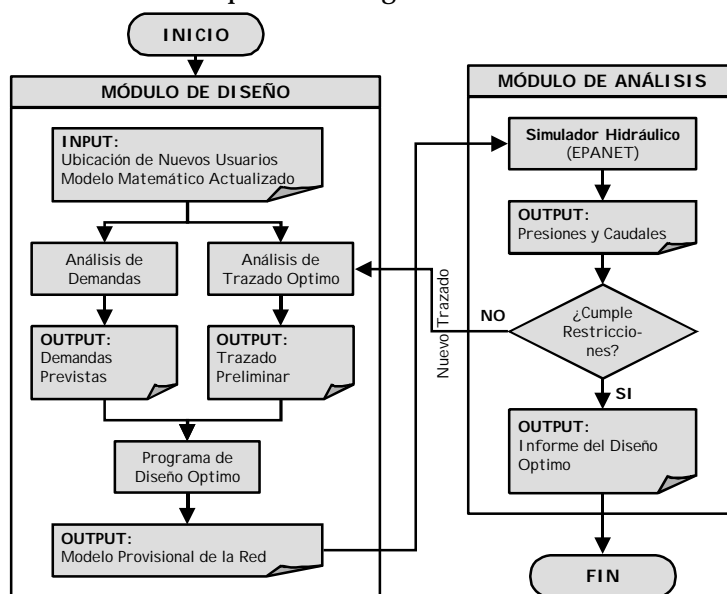
Junto a estos dos objetivos, el diseño de la red también está sujeto a restricciones, en general en términos de presiones mínimas y calidad del agua. Estas restricciones vienen establecidas en el Reglamento de Servicio.

La figura 16.2 (Martínez et al., 2002) muestra un esquema del procedimiento general para la creación de nuevas infraestructuras. El proceso comienza con la planificación de las mismas. El SIG recibirá la orden de estudiar el suministro a nuevos abonados. Para ello proporciona al módulo de diseño la ubicación de los nuevos usuarios, los datos necesarios para determinar sus dotaciones previstas y un modelo matemático de la red actualizado.

Con la localización de los nuevos abonados y el modelo de la red existentes se entrará en el análisis del trazado óptimo de la nueva red. Paralelamente, con esa misma información se procedería al análisis de consumos con el fin de calcular las dotaciones previstas para cada uno de los nuevos usuarios. En este punto, una gestión eficaz de los datos facilitará mucho los cálculos.

Ahora estaríamos en disposición de afrontar un problema típico de dimensionado de los elementos. Este problema ha sido suficientemente estudiado a lo largo del tiempo (Pérez, 1993; Taher & Labadie, 1996; Iglesias et al., 1999). Esta tarea la realizará el módulo de diseño óptimo de redes.

Una vez que ya se dispone de un trazado de la nueva red con sus dimensiones **provisionales** se elabora un nuevo modelo matemático que se utilizará, junto con el módulo de cálculo hidráulico, para comprobar el efecto que la inclusión de las conducciones tiene en el resto de la red. Si la nueva red cumple los criterios y restricciones impuestas la solución se da por buena y se generará el correspondiente informe. Si procede, se dará la orden para la redacción de un proyecto de construcción para la nueva red. En el caso de que no se cumpliesen los criterios impuestos, se retornaría al módulo de diseño, iniciando un nuevo cálculo hasta que se satisfagan todas las restricciones.



**Figura 16.2. Aplicación de SIG al diseño óptimo de una red.**

De todo el proceso anterior merece la pena prestar especial atención al modelo de predicción de la demanda, cuyo objetivo principal consiste en obtener una estimación adecuada de la evolución de la demanda en la red. Esta estimación puede obtenerse con dos técnicas:

- Extrapolando los datos existentes.
- Con modelos económicos y demográficos.

En el primer caso, una única base de datos debería ser ayuda suficiente, dado que contiene registros históricos de demandas de agua a lo largo de un período dado de tiempo. Para el segundo método, las capacidades de un SIG pueden ser cruciales. El SIG permite distinguir, por ejemplo, áreas con diferentes características demográficas y económicas, que simplifican notablemente el uso de modelos demográficos para la predicción de futuras cargas de agua, distinguiendo fácilmente incluso entre áreas con diferentes tendencias. En este sentido, los datos básicos que deberían estar disponibles son:

- a) Localización geográfica de los abonados.
- b) Identificación de los abonados.
- c) Cuantificación del consumo medio de agua dependiendo del tipo de abonado.

Esta información es relativamente fácil de conseguir si se ha implementado un SIG en el abastecimiento donde se desarrolla el estudio. De hecho, la estimación de la demanda a través de una combinación de SIG y modelos demográficos ya se ha usado con éxito en otros campos en actividades económicas, como la localización de tiendas dependiendo del perfil del posible consumidor o la estimación del tamaño de *stocks* para cada producto.

Para determinar la carga media de agua por habitante o toma de conexión (ocasionalmente ambas cargas deben superponerse), debe hacerse una estimación basada en criterios socio-económicos (nivel de ingresos del abonado, número de habitantes por domicilio, etc.) y técnicos (tales como nivel de presión en un área o el diámetro del contador instalado). Por tanto, combinando la estimación de la carga de agua y las tendencias demográficas en las áreas con diferente crecimiento, es posible obtener resultados satisfactorios en la estimación de la demanda de agua.

Otro aspecto para el cual el uso del SIG puede ser una buena ayuda es la distinción del tipo de demanda dependiendo del uso del suelo. Debe comenzarse desde una distribución geográfica de los diferentes tipos de demandas (ordenadas por áreas con demanda mayoritaria o por superposición de capas con porcentajes de cada una):

- Doméstico
- Industrial
- Ocio
- Agricultura

Para la clasificación de los usos del suelo se pueden usar tanto técnicas basadas en el análisis estadístico de registros históricos o análisis de imágenes aéreas recogidas mediante técnicas de teledetección. En general es aconsejable combinar ambas técnicas para limitar la indeterminación intrínseca en la estimación de las demandas de agua con estos métodos.

Como consecuencia de este análisis se pueden estimar las demandas de abonados, toma de conexiones, calles o zonas. Por lo tanto podemos obtener el valor de la eficiencia volumétrica de la red comparando estas estimaciones con el caudal inyectado. También es posible estimar las variaciones diarias de las demandas (lo que se conoce como modelo de demanda). Esto permite distinguir entre el comportamiento de la red durante las horas pico y valle.

#### *Proyecto de la red*

Como resultado del diseño de la red se obtienen los datos de trazado y dimensiones de las nuevas tuberías. Esta información no se consolida en la base de datos porque pertenece



sólo al diseño de la red. Dicho de otra forma, se trata de información provisional. Sin embargo, es importante que esta información esté disponible para asegurar que más tarde será actualizada. Los nuevos datos introducidos son almacenados en una base de datos no consolidada, tomando parte de la base de datos global, pero separados de los datos reales para operaciones básicas de consulta.

Una vez el diseño se convierte en proyecto ejecutado y el abonado es registrado, los datos pueden ser consolidados en la base de datos principal.

En la fase de proyecto se consideran tanto la implantación de nuevas zonas de ejecución como la rehabilitación de otras existentes. Los problemas son similares, distinguiéndose sólo por la fiabilidad de la base de datos cartográfica. Para la implantación de nuevas redes la base cartográfica es una estimación de la realidad, mientras que el fondo urbano ya está consolidado en la base de datos para rehabilitación.

La redacción del proyecto de nueva tubería puede ser llevada a cabo por la propia compañía suministradora. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la ejecución de obras de gran envergadura será llevada a cabo por compañías externas a la propia compañía.

En la fase de proyecto tiene que considerarse qué tipo de mantenimiento lleva a cabo la compañía de abastecimiento. Si el proyecto tiene algún error o los materiales no son adecuados a las condiciones de trabajo, pueden ocurrir fallos frecuentemente y como consecuencia, los costes de operación y mantenimiento de la red aumentarán y su eficiencia decrecerá.

Durante la fase de proyecto, el SIG se utilizará para obtener información del fondo cartográfico urbano (de los planos urbanos de la zona), detectar interacciones con otras infraestructuras y servicios urbanos, seleccionar elementos de otras bases de datos comerciales, proporcionar automáticamente mediciones y presupuestos para los trabajos, actualizar la nueva información en la base de datos y comprobar si el proyecto cumple las normativas.

Establecer un formato de proyecto estándar hará más fácil la actualización de datos en el SIG. El contenido del proyecto concierne tanto a los elementos en las redes principal y secundaria como a las tomas de conexión y las acometidas. En el primer caso, el estándar asegura la actualización de información gráfica y temática. En el segundo, el estándar también incluye el fondo urbano de la parcela del edificio, para que pueda ser consolidado en la base de datos.

Los planos de proyecto en el formato estándar se introducen en la base de datos consolidada. El posterior control y seguimiento de la ejecución del proyecto permite la validación en SIG de los datos existentes y modificados, si se producen durante la ejecución.

Para legalizar las obras se requiere la información actualizada de la parcela, con todas las modificaciones, en el formato estándar. Esta información se envía al *sistema de gestión* y si el supervisor de las obras comprueba que es correcta, se consolida.

Cuando un abonado se registra, SIG comprueba si su toma de conexión existe en la base de datos. Si esta información es correcta, los datos gráficos se completan con los temáticos sobre el abonado, mejorando la base de datos. De esta forma, se procede a dar de alta al abonado como nuevo usuario del servicio.

Los usuarios de *sistemas de planificación y proyectos* manejan sólo una pequeña parte de toda la información. Tienen permiso de acceso exclusivamente a unos datos. El acceso a cualquier otra información que tenga que ver con el sistema no se permite, no solo por seguridad, sino como una manera de mantener la fiabilidad de los datos.

También se debe permitir el acceso a las aplicaciones de previsión de demanda, usadas para estimar futuras demandas de agua, análisis hidráulico, comprobación de tamaño de la red, bases de datos comerciales de tuberías o selección de diámetros de tuberías.

El acceso a información no consolidada de la base de datos es exclusiva del *sistema de planificación y proyectos*. Ningún otro servicio en el SIG puede tener permiso para acceder a estos datos.

### **2.3. Aplicación de los SIG en la creación de modelos matemáticos de la red de distribución.**

La toma de decisiones sobre cualquier estrategia a adoptar debe estar basada en una buena información. En este sentido, se podría afirmar que la confección del modelo matemático de una red de distribución de agua no es sino una forma de organizar adecuadamente la información disponible sobre la misma con el objetivo de alimentar un programa de análisis hidráulico que nos permita simular el comportamiento del sistema que representa con la mayor exactitud posible. De los resultados de esta simplificación dependerán las decisiones adoptadas.

Desde este punto de vista, el modelo de una red no es más que una herramienta de ayuda a la toma de decisiones basada en la información existente sobre la red (Fuertes et al., 1999).

La elaboración de un modelo matemático es un ejemplo de problema en el cual la solución no es única y no viene dada exclusivamente por un único planteamiento matemático, sino que incorpora decisiones basadas en criterios espaciales o en reglas dependientes de los datos de partida o de experiencias previas. Además, en la generación de un modelo intervienen gran cantidad de datos correspondientes a distintos aspectos del funcionamiento de la red y cuya única relación suele ser la posición geográfica. Así, por ejemplo, se necesitarían:

- Información sobre los abonados, principalmente volúmenes consumidos, aunque otras informaciones como el tipo o el patrón diario de consumo también resultan de gran utilidad.
- Descripción física de las infraestructuras. Son los datos principales, los datos relativos a las cotas de cada punto de la red, los diámetros de las conducciones, los caudales de las bombas, etc.
- Mediciones efectuadas. Resultan una pieza clave para la validación y calibración del modelo.
- Localización geográfica de abonados, infraestructuras y ubicación de los puntos de medición. Esta ubicación no es sólo geográfica, es decir basada en unas coordenadas, sino también ha de ser topológica, esto es, debe conocerse la relación de conectividad que hay entre los diferentes elementos de la red así como la relación entre estos elementos y los abonados o los puntos de medición.

Resulta evidente que, con tal cantidad de información y el papel protagonista que juega la componente espacial (geográfica y topológica) de la misma, los sistemas de información geográfica pueden y deben jugar un papel importante en la generación de modelos matemáticos de las redes y, por consiguiente, en la mejora de la gestión técnica de los abastecimientos.

*Utilización del SIG durante la creación del modelo.*

El proceso de elaboración del modelo matemático de una red de abastecimiento atraviesa tres fases hasta llegar a un modelo preliminar, tal y como describen López et al. (1996) o Fuertes et al. (1999):

- a) Recopilación de información. Como se ha dicho, un modelo matemático es básicamente un modo de organizar la información disponible de tal modo que resulte útil para apoyar la toma de decisiones. La primera fase de la creación de un modelo ha de ser recoger toda esa información. La existencia de un SIG facilita una estructuración de toda esta información de forma tal que ésta pueda ser condensada posteriormente para alimentar el módulo de cálculo hidráulico.
- b) Simplificación de la red. De manera general, la información recopilada incluirá la totalidad de los elementos de la red. Si el SIG ha sido eficientemente implantado, se tendrá información con un nivel de detalle que puede llegar incluso a las acometidas. Sin embargo, un mayor nivel de detalle no implica un mayor nivel de exactitud del modelo. Así pues, es necesario simplificar o *esqueletizar* el modelo.
- c) Asignación de cargas. Tras el proceso de simplificación la apariencia de la red representada en el modelo diferirá ligeramente de la red original. Eso significa que la asignación de cargas (o previsión de consumos) del modelo no será directa, sino que dependiendo de las decisiones adoptadas durante el proceso de simplificación se deberá proceder de una u otra forma. Esta es quizás la fase más delicada durante el proceso de creación del modelo y por ello también recibe una especial atención en los capítulos 3 y 4 de esta obra.

Tras estas tres fases se llega a un modelo provisional, pero se desconoce si este modelo responderá en el programa de simulación como lo haría la red en la realidad. Aquí comienza el proceso de verificación y calibración del modelo, hasta llegar a un modelo que se pueda aceptar como fiable.

El proceso de verificación y calibración consiste en ajustar los valores de aquellos parámetros del modelo con mayor incertidumbre a partir de la comparación de resultados medidos y calculados por el modelo.

En la fase de creación el SIG puede prestar sus capacidades a lo largo de todo el proceso:

- Proporcionará todos los datos topológicos, de los elementos y de los abonados para iniciar el proceso.
- Dispone de la información y las operaciones topológicas necesarias para apoyar el proceso de simplificación.
- Facilita la relación espacial entre los elementos de la red y los abonados para realizar la asignación de cargas.
- Dispone de registros históricos del funcionamiento de la red para realizar simulaciones de situaciones pretéritas con el fin de compararlas con el comportamiento real de la red.

*Aportación de los SIG al mantenimiento de los modelos matemáticos.*

En general, la creación de un modelo matemático con o sin la ayuda de un SIG requiere un coste elevado en recursos humanos y financieros. Sin embargo, su utilidad hace que cada vez más abastecimientos se planteen la necesidad de su desarrollo.

En cualquier caso, una vez se ha tomado la decisión de crear un modelo de la red, aparece un segundo problema para su utilización. El modelo se crea en un determinado momento y representa la red en ese momento. Puesto que la red se comporta en cierto modo como un ser vivo, con incorporación de elementos nuevos y sustitución o eliminación de otros que quedan obsoletos, el modelo debe seguir esa misma evolución. Dicho de otro modo, el modelo necesita un mantenimiento continuo. Éste es el segundo gran obstáculo con el que se encuentran algunos abastecimientos.

El mantenimiento de un modelo consta básicamente de dos partes:

- La puesta al día de los elementos del modelo.
- La calibración continua del modelo.

El apoyo de un SIG supone una ayuda inestimable para el mantenimiento del modelo. Puesto que el SIG tiene capacidad para manejar las bases de datos georreferenciadas, permitirá actualizar continuamente los datos de los elementos de la red, teniendo en cuenta incluso la edad de los mismos para el cálculo de las rugosidades. Estas actualizaciones se pueden transferir también a los elementos del modelo.

Del mismo modo, el control de la red con el SIG proporciona una medición continua de variables en la red y estado de los elementos de regulación. Esta información también se puede utilizar para contrastar nuevas situaciones medidas con simulaciones del modelo. Como resultado de estas comparaciones se pueden corregir los parámetros de la calibración para adaptar el modelo al momento actual.

Por último, como se vio en la utilización del SIG en la planificación de nuevas infraestructuras, en el momento en que se diseña una nueva porción de red, esta información se utiliza para generar un nuevo modelo que queda almacenado en una base de datos provisional. Tan pronto como el proyecto de nueva red se hace realidad, las modificaciones de la base de datos provisional se consolidan en la base de datos de elementos de la red. Del mismo modo, el modelo provisional se corrige para tener en cuenta las posibles discrepancias surgidas durante el proceso de construcción y sustituirá al modelo anterior. El SIG ayuda a que todo este proceso se pueda realizar de una forma casi automática y en tiempo real.

**2.4. Aplicación de los SIG a la operación y el control de la red.**

Podemos englobar dentro de las aportaciones de un SIG a la operación y el control de la red a todas aquellas funciones dirigidas a mejorar la eficiencia y eficacia del servicio de distribución de agua potable.

En cualquier abastecimiento, hay multitud de herramientas que pueden ser utilizadas con el fin de controlar y mejorar el funcionamiento de la red. Es el caso de los sistemas SCADA, programas de simulación hidráulica y optimización de operaciones, planos, programas de mantenimiento y rehabilitación (Vela, 1993), sistemas expertos de toma de decisiones, etc. Aunque la mayoría de estas herramientas comparten los mismos datos, tradicionalmente se han utilizado independientemente e incluso por distintos departamentos en un mismo abastecimiento.

Al igual que sucede con otras tareas de la gestión de un abastecimiento, el SIG permite manejar eficazmente toda la información necesaria. Además, permitirá igualmente

compartir e integrar todas las funciones de operación de la red. A continuación se describirá la función del SIG en las principales aplicaciones para operación de la red:

- Control de la red.
- Gestión y estudio de maniobras de cierre parcial.
- Cálculo de indicadores de gestión.
- Generación y gestión de sectores en una red.
- Control y gestión de pérdidas hidráulicas.

#### *Control de la red*

El control de un abastecimiento para que su funcionamiento optimice los recursos disponibles es un problema complejo dada la propia naturaleza del sistema alimentado. De hecho, como se verá posteriormente, el consumo de un abonado es una variable aleatoria de la que sólo es posible obtener márgenes de funcionamiento, probabilidades de ocurrencia y valores medios. Esto hace que el funcionamiento de la red cambie de un momento a otro.

Por tanto, para poder controlar la red es necesario disponer de medidas de campo pormenorizadas de una serie de magnitudes, a ser posible en tiempo real. De estas medidas obtenidas en un determinado momento y de su comparación con series históricas deben surgir las decisiones sobre el modo de operación del abastecimiento.

Desde su aparición, los sistemas SCADA han realizado las funciones de adquisición de datos con notable éxito. Básicamente, un SCADA es un dispositivo de hardware y software ligado de forma remota a los elementos de la red que han de ser regulados. Las principales funciones de un sistema SCADA son:

- Captar, filtrar y registrar los datos medidos en distintos puntos de la red.
- Realizar el control de calidad de los datos captados.
- Procesar los datos para optimizar el funcionamiento de la red.
- Modificar si ha lugar las consignas de las estaciones remotas de control de la red.

Hasta ahora el control centralizado de la red se ha realizado sin ayuda del SIG. Las estaciones remotas toman las medidas necesarias y mediante unos algoritmos sencillos y con el concurso de un PLC (*Programmable Logic Control* o autómata programable) las comparan con unas consignas establecidas y deciden en tiempo real (control ON-LINE) las maniobras a realizar sobre el elemento controlado.

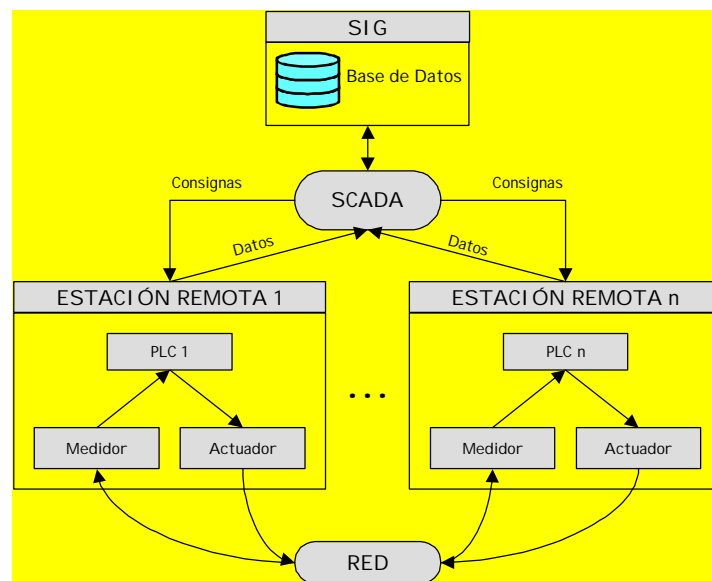
Una red de comunicaciones (vía radio o vía telefónica) envía los datos recogidos y las maniobras efectuadas a un puesto de control central. En este puesto de control central, un sistema SCADA recogerá las informaciones de todas las estaciones remotas, las almacenará y procederá a una optimización conjunta del funcionamiento de la red en tiempo diferido (control OFF-LINE). De esta optimización saldrán nuevas consignas que deberán ser comunicadas de nuevo a las estaciones remotas correspondientes.

La aparición de nuevas tecnologías de comunicación (sobre todo Internet) y de gestión de datos (bases de datos orientadas a objetos y SIG, principalmente) pueden significar un paso muy importante en el control de la red.

Para hacerse una idea de la importancia creciente que tienen los SIG en el telemando y telecontrol de una red de abastecimiento, baste señalar que en el *Pliego de Condiciones Técnicas* para el abastecimiento de Agua Potable a la Ciudad de Valencia (GMF, 2001), en su artículo 9.7 se establece que la entidad concesionaria deberá conectar el sistema de telemando y telecontrol al SIG. Este debe permitir conocer los valores de las variables controladas, las consignas de regulación y el estado de los actuadores.

Básicamente, Internet y otras tecnologías de la comunicación como la telefonía móvil o las comunicaciones vía satélite aportan economía, velocidad y fiabilidad en las transmisiones de los datos y las órdenes de maniobra. Sin restar importancia a lo anterior, la aportación de los SIG va más allá. Al fin y al cabo, un sistema SCADA maneja datos y toma decisiones, y los SIG son gestores de bases de datos, con el valor añadido de que éstas puede estar georreferenciadas. Además, es habitual que los sistemas SCADA tengan utilidades de presentación de los datos y el estado de los elementos regulados; y uno de los puntos fuertes de los SIG es la generación de informes y presentación gráfica de resultados.

Por otra parte, si el SIG incluye un modelo matemático de la red y un módulo de predicción de demandas a corto plazo a partir del estudio de series temporales, estas herramientas pueden contribuir a la toma de decisiones para la regulación incluso mejor que el propio SCADA. Un esquema general de la conexión del SIG con un sistema de control centralizado con estaciones remotas es el que se muestra en la figura 16.3.



**Figura 16.3. Estructura general del intercambio de datos en la aplicación de los SIG en la telemedida y telecontrol de redes de distribución de agua.**

Otra funcionalidad que puede aportar la combinación SIG-SCADA-Modelo Matemático es la de contrastar los datos recibidos con los derivados de la simulación con el modelo matemático. De esta comparación pueden surgir dos casos:

- Si la discrepancia es pequeña, los nuevos datos recibidos se pueden incorporar al proceso de calibración continua del modelo.
- Si la discrepancia se sale de unos márgenes aceptables, puede interpretarse como una anomalía del equipo de medición o de la propia red, enviando un aviso para proceder a una operación de mantenimiento correctivo.

*Gestión de maniobras de cierre parcial.*

Aparte de las maniobras generadas por los sistemas de control de la red (sea el propio SIG, el SCADA o las estaciones remotas), existen otras maniobras que por su impredecibilidad y sus repercusiones en el funcionamiento de la red no pueden ser ordenadas de forma automática como sucedía con aquéllas, y han de ser estudiadas previamente. Si las maniobras automáticas para el control de la red persiguen una mejora de la eficacia o la eficiencia del funcionamiento de la misma, las maniobras programadas responden en general a operaciones de mantenimiento, ya sea correctivo o preventivo. De estas maniobras programadas, la más común y a la vez la que más se beneficia de la existencia de un SIG en el abastecimiento es el cierre parcial de un sector del suministro. Es lo que comúnmente se denomina *cerrada*.

De manera general, las cerradas surgen como respuesta a un aviso y este aviso puede estar programado de antemano o ser el resultado de una emergencia en la red. El primer caso correspondería a operaciones de mantenimiento preventivo o resolución de anomalías leves de la red. Así, se dispondrá de tiempo para preparar la maniobra (maniobra programada) y elegir el instante menos crítico para realizarla. Por el contrario, ante una emergencia (como puede ser una rotura en una conducción de la red arterial) la respuesta ha de ser inmediata y debería tener un protocolo de actuaciones tanto de operación sobre la red como de información a los afectados (principalmente abonados y ayuntamiento o ayuntamientos afectados). Este segundo tipo de maniobras de cierre se suelen denominar maniobras inmediatas. En ambas funciones de operación e información el SIG resultará de suma utilidad.

Cualquier operación de mantenimiento o reparación precisa el aislamiento del tramo de la red donde se va a realizar dicha operación. Puesto que el número de válvulas de aislamiento no es ilimitado, el cierre no afectará únicamente al tramo afectado, sino que también quedarán aislados los tramos aledaños. Una de las herramientas básicas de todo SIG, al menos si éste es de tipo vectorial, es la conectividad de redes. De esta herramienta se deriva el rastreo de flujo, que buscará todos los caminos posibles que, partiendo de un punto de la topología, cumplan una determinada condición. En el caso de una cerrada, la condición sería la de no atravesar ninguna válvula de seccionamiento. En la figura 16.4 se observa un ejemplo de cerrada. En ella, se ha creado un corte basándose en la ubicación de las válvulas más cercanas y se han listado todos los abonados que se verían afectados por ella.

Evidentemente, una vez localizadas las válvulas que han de cerrarse, habrá que seguir todo el protocolo asociado con la cerrada (GMF, 2001):

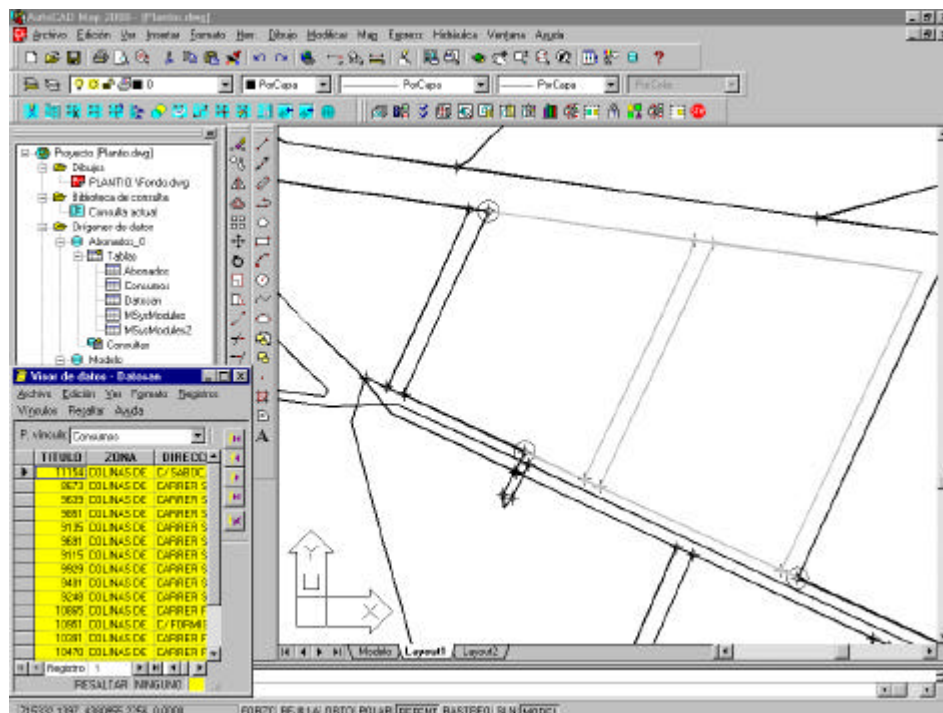
- Generación de un informe de maniobra.
- Información a los implicados.
- Actualización de la base de datos.

El informe de maniobra, que será utilizado por los encargados de realizarla, debe contener al menos los siguientes puntos:

- a) Programación y secuencia de operación de las maniobras a realizar: cierre de válvulas, apertura de desagües, arranque o parada de bombas, etc. ...
- b) Croquis o plano de ubicación de la zona afectada por la maniobra, con acotaciones.

- c) Listado de los elementos afectados por la maniobra de cierre, tanto si han de ser maniobrados como si han de quedar como están. Deberán incluir, al menos, la localización exacta (incluida la profundidad), accesibilidad y estado de cada uno.
- d) Estrategia alternativa de cierre ante la posibilidad de fallo de las válvulas. Esta se hará para fallo en cada una de las válvulas de seccionamiento.

Paralelamente a la generación del informe de maniobra se procederá a informar a los afectados. En primer lugar, se deberá avisar al ayuntamiento o ayuntamientos afectados por la cerrada. A continuación, se avisará al servicio de bomberos si algún hidrante pudiera quedar inoperativo. Por último, sería recomendable avisar igualmente a los abonados afectados. En este último punto la combinación SIG e Internet puede jugar un papel importante a corto plazo.



**Figura 16.4. Gestión de cerradas. En color más claro la zona afectada por la cerrada y en el visor de datos las direcciones de los abonados afectados por el cierre parcial. Los círculos representan las válvulas de corte que han de maniobrarse.**

Si los abonados están georreferenciados, del propio informe de maniobras se puede realizar una consulta espacial sobre la base de datos para obtener un listado de los mismos. Con estos listados se llamará individualmente a cada abonado para avisar del corte del suministro, aportando una buena imagen a la compañía suministradora. Internet permite ir más allá, enviando un mensaje SMS por telefonía móvil o un correo electrónico a los usuarios que dispusieran de estos servicios. Esta última es una posibilidad factible a corto plazo.

Una vez que la maniobra ha concluido, se actualizarán los datos de los elementos afectados en la base de datos de infraestructuras. Así mismo, se incluirá la maniobra, con fecha y descripción, en una base de datos de incidencias, a fin de garantizar la disponibilidad de un histórico de mantenimiento.



Para finalizar, la existencia de un modelo matemático ligado al SIG permitiría acompañar el informe de las maniobras programadas con una alternativa de regulación de la red para minimizar la repercusión de la cerrada en el funcionamiento global de la red.

#### *Cálculo de los indicadores de gestión.*

La propia idiosincrasia de los abastecimientos españoles hace necesaria su modernización inmediata. Puesto que se trata de un servicio público, su gestión no puede medirse única y exclusivamente en términos de rentabilidad económica, sino que deben contemplarse otros aspectos como la optimización de la gestión (eficiencia y eficacia de la misma), niveles de fiabilidad y seguridad, y nivel de calidad del servicio. Los *indicadores de gestión* son parámetros que se utilizan para evaluar el comportamiento del abastecimiento en términos de gestión. Se pretende que sean valores que sirvan para comparar la excelencia en la gestión de los abastecimientos en términos relativos, independientemente del tamaño de la red o del número de abonados servidos. Básicamente se trata de importar en la gestión de los abastecimientos el funcionamiento *por objetivos* tan habitual en las actividades industriales.

Los indicadores de gestión se pueden clasificar en dos grandes grupos (Cascetta, 2000):

- a) Indicadores socioeconómicos, que sintetizan toda la información útil para comprender el contexto en el cual se halla inmerso el abastecimiento.
- b) Indicadores operativos, que recogen información más específica sobre la gestión técnica de los abastecimientos.

Una descripción exhaustiva del uso de estos indicadores de la gestión de un abastecimiento de agua potable se puede encontrar en la Tesis Doctoral de Cabrera (2001) o en Cubillo et al. (1997).

Para elaborar estos indicadores de gestión es necesario manejar y procesar una gran cantidad de información de todo tipo, desde clasificación socioeconómica de los abonados hasta especificaciones técnicas de los elementos de la red, pasando por los recursos humanos y económicos disponibles y requeridos por el abastecimiento. Es en este punto donde radica la importancia estratégica de disponer un SIG sobre el que desarrollar un sistema de evaluación de indicadores de gestión.

Además, un SIG permitiría obtener estos indicadores de gestión por calles, sectores de la red, etc. ... Esta información puede ser aprovechada por el propio SIG para, por ejemplo, acometer programas de rehabilitación de tuberías o renovación del parque de contadores en aquellos sectores donde los indicadores se califiquen como mejorables.

En el uso de los SIG para obtener los indicadores de gestión, es habitual realizar las siguientes operaciones en la base de datos:

- Consultas sobre la base de datos de infraestructuras.
- Consultas al registro histórico de incidencias y operaciones de mantenimiento.
- Vinculación geográfica de indicadores de gestión.
- Vinculación de indicadores de gestión con abonados.
- Cálculo de los indicadores de gestión mediante acceso a atributos de bases de datos relacionales.

*Generación y gestión de sectores en la red*

La sectorización de la red, entendiendo por ésta su subdivisión en varias subredes de menor tamaño, no es un fin en sí mismo, sino una herramienta que ayuda a regular eficazmente un abastecimiento. Cada porción en que se ha dividido la red se denominará *sector* en lo sucesivo. Estos sectores deben constituir una unidad de distribución suficientemente limitada y homogénea para que la gestión de los datos a captar y analizar tenga la máxima rapidez y fiabilidad. La delimitación de los sectores es pues, fundamental para garantizar la eficacia de una gestión técnica basada en la sectorización, y precisará por tanto un trabajo preparatorio previo muy laborioso.

Al proceder con una sectorización de la red de distribución de agua potable se han de atravesar distintas fases:

- a) Previo al inicio de los trabajos de sectorización hay un trabajo de gabinete en el que se elaborará un diseño preliminar de sectores, en el que se ha de tener en cuenta la segregación espacial y funcional de la propia red.
- b) Selección de un sector para proceder a realizar una prueba piloto. No es en ningún modo recomendable afrontar desde el inicio la sectorización completa de la red.
- c) Para proceder al confinamiento del sector se debe comprobar previamente la integridad estructural del mismo, esto es, la caracterización de cada uno de los elementos, tanto de datos físicos como de ubicación. También se comprobará el estado de los mismos, así como su operatividad (principalmente estanqueidad y accesibilidad de las válvulas de seccionamiento).
- d) El paso siguiente será la valoración hidráulica del sector. En ella se realizarán mediciones en puntos significativos del mismo, y se procederá a un primer confinamiento, a partir del cual se valorará el rendimiento hidráulico del sector y se elaborará un modelo digital de alturas piezométricas (obtención de caudales mínimos).
- e) Con todos los datos recogidos se procede a la comparación con las predicciones del modelo matemático. De las discrepancias habidas se pueden concluir las actuaciones necesarias (reparaciones) sobre el sector para poder validarlo y una calibración del modelo para la nueva situación.
- f) Una vez validado y confinado el sector piloto, se hará un estudio de viabilidad técnica (posibilidad de cierre del sector, mantenimiento de los niveles de calidad del servicio) y económica (inversiones necesarias frente a beneficios esperados) de la sectorización completa de la red. Si el estudio es positivo, se procederá con los demás sectores de la misma forma que se ha procedido con el sector piloto.

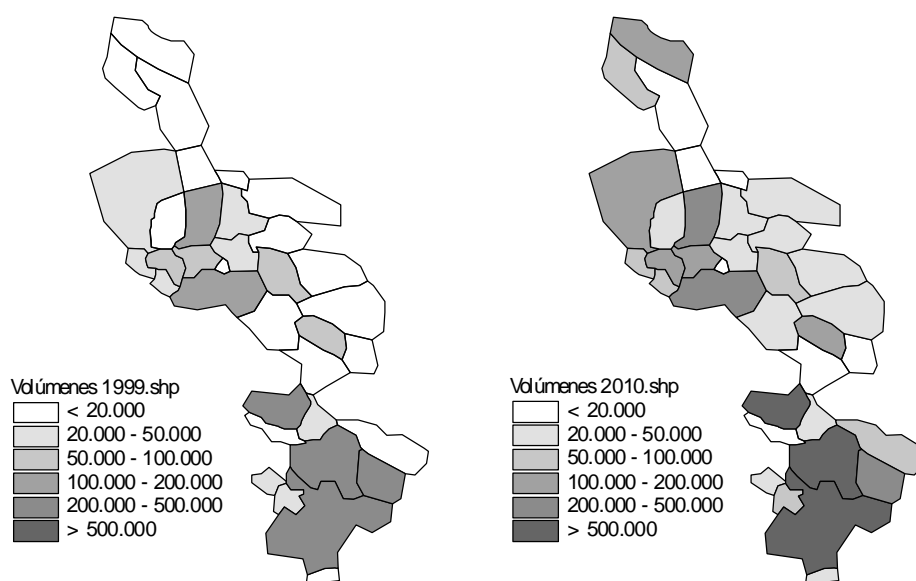
Las fases anteriores deben permitir cierta flexibilidad para, por ejemplo, cambiar los límites de un sector si hubiere imposibilidad de manipular o instalar una válvula de seccionamiento.

La existencia de un sistema de gestión del abastecimiento basado en un SIG permite una interacción importante con la sectorización de la red. A continuación se describen estas interacciones.

Aportaciones de un SIG al proceso de sectorización.

Como se ha expuesto en la breve descripción de las fases de que consta la sectorización de una red, durante ésta se requiere una ingente cantidad de datos, tanto alfanuméricos como espaciales. Resulta evidente la aportación de los SIG en este punto.

Por un lado, el estudio del diseño previo de los sectores utilizará la información georreferenciada para definir, al menos, los sectores *satélite* a partir de las zonas dispersas que puedan ser igualmente abastecidas por la red. En otras ocasiones, la propia topología de la red sugiere algunas subdivisiones claras (urbanizaciones periféricas o zonas completamente ramificadas dentro de la red). Así, por ejemplo, durante los trabajos de proyección de consumos realizados para la red de abastecimiento perteneciente a la Cooperativa Valenciana de El Plantío y La Cañada (Martínez, 2002) se definieron 33 sectores atendiendo única y exclusivamente a su situación en la red. Cada sector equivalía a una urbanización (ver figura 16.5).



**Figura 16.5. Resultado de la sectorización de la red de la Cooperativa Valenciana de El Plantío y La Cañada y comparación de volúmenes proyectados.**

En general, la definición de los sectores interiores se puede basar en criterios funcionales. Por ejemplo, un sector debería tener una extensión limitada (entre 10 y 50 ha o 5 y 10 km de tubería). Además, si se ha de utilizar la sectorización como herramienta para optimizar la gestión de la red, es imprescindible que los sectores tengan cierta homogeneidad de presiones. En el primer caso, de nuevo el SIG puede aportar los datos de superficie, kilómetros de tubería o abonados servidos por cada sector. Si el SIG dispone además de un modelo matemático de la red, es posible conocer también la división natural de la red en pisos de presión.

Con la información anterior disponible en forma de mapas temáticos, se procede a la elaboración de una sectorización inicial. El siguiente paso será determinar los puntos de corte de los sectores, es decir, las válvulas que habrá que cerrar para aislar cada uno de los sectores de los demás. La herramienta utilizada será una ampliación de la descrita para la gestión de maniobras de cierre parcial.

El SIG aquí elaborará la información necesaria para el confinamiento del sector:

- Cartografía de fondo de todo el sector.

- Válvulas de seccionamiento que han de ser manipuladas, con información exacta de su ubicación, accesibilidad y modo de accionamiento.
- Ubicación más adecuada para los equipos de medida, tanto definitivos (caudalímetros en los puntos de entrada de agua al sector) como provisionales.
- Planos de detalle de las instalaciones que deban ser manipuladas, con sus correspondientes cotas.

A todo esto hay que añadir la posibilidad de estudiar con ayuda de un modelo matemático el punto de alimentación al sector más adecuado para no afectar a los niveles de calidad del servicio.

Con esta información se procede al confinamiento del sector.

#### Aportaciones de la sectorización al SIG.

Durante el proceso de confinamiento del sector se recogen gran cantidad de datos que en condiciones normales no estarían disponibles:

- Mediciones de presión en puntos interiores del sector. Esta información podrá ser incorporada a la base de datos de mediciones para la calibración posterior del modelo matemático.
- Medidas de caudal, que permiten deducir curvas de modulación del consumo. Estas medidas de caudal se pueden relacionar con el tipo de abonado para ser utilizadas posteriormente en el módulo de predicción de demandas.
- Durante las obras de adaptación de los elementos de la red (manipulación, sustitución o reparación de válvulas, principalmente) se obtienen fragmentos de válvulas y tuberías que sirven para conocer el estado interno de la red en ese sector.

Además de las aportaciones mutuas entre el SIG y el proceso de sectorización, hay que añadir el hecho de que ésta última es una operación iterativa, cuyo seguimiento debe ser actualizado continuamente y que puede traer consigo inconvenientes para los abonados. El seguimiento debería ser reportado al SIG y éste a su vez utilizará el modelo matemático para obtener la estrategia de regulación más adecuada para minimizar tales inconvenientes.

Por último, una vez se ha completado la sectorización de la red, su combinación con el modelo matemático y la potencia del SIG para el manejo de datos permitirán:

- Aumentar el grado de precisión del modelo, al disponer de al menos una medida continua de caudal por sector.
- Mejorar la uniformidad de presiones en la red al tener sectores agrupados por pisos de presión.
- Simplificar las tareas de optimización energética de la red, al limitarse el área a optimizar al ámbito de cada sector.
- Como se verá a continuación, la existencia de una sectorización en la red mejora considerablemente la eficacia de un programa de detección de fugas.

En Iglesias et al. (1999) puede obtenerse más información sobre la utilización de los SIG en la sectorización de redes y su aplicación a la detección de fugas. En Fernández (1999) se detallan todas las operaciones realizadas para la sectorización de la red de Sevilla con la ayuda del paquete SIG ARC/INFO (ESRI, 1989) y los modelos de cálculo hidráulico SARA (Iglesias, 2001) y EPANET (Rossman, 1993).

*Control y gestión de pérdidas volumétricas.*

De los problemas que afectan a los abastecimientos españoles, el del bajo rendimiento hidráulico de la red es sin lugar a dudas el más grave. La calificación que este hecho merece en un país que se ve continuamente afectado por las sequías no puede ser otra sino inaceptable. Si, como se ha comentado, la implantación de los SIG en los sistemas de distribución de agua potable viene motivada por la necesidad de la modernización de la gestión de los abastecimientos, un objetivo prioritario de los SIG ha de ser el de la mejora del rendimiento de la red a través de la reducción de pérdidas de agua. Dicho de otra forma, los SIG **deben** contribuir a la lucha contra las fugas y otras pérdidas volumétricas en la medida en que ello sea posible.

Básicamente, se puede clasificar el volumen de agua inyectado en la red en cuatro categorías, según sea o no medido y según sea o no consumido (adaptado de Vela et al, 1994):

$$\text{Volumen Iny.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Vol. Consumido y Registrado} \\ \text{Vol. No Consumido y Registrado} \\ \text{Vol. Consumido y No Registrado} \\ \text{Vol. No Consumido y No Registrado} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Vol. Facturado} \\ \text{Vol. No Facturado} \end{array}$$

De manera genérica, se denomina *rendimiento hidráulico* o *volumétrico* de una red de distribución de agua al cociente entre el volumen facturado y el volumen inyectado. Sin embargo, en esta medida se incluye como pérdida de agua el volumen consumido no registrado, que se corresponde principalmente con el consumo de uso público y las conexiones clandestinas a la red. Por otra parte, se da por facturado el volumen registrado no consumido, que es aquel debido a las pérdidas de agua en las instalaciones interiores de los edificios. Este último caso es responsabilidad del abonado y debe ser éste el que solucione el problema. Con todo esto se concluye que un proceso de control de las pérdidas volumétricas en la red deberá ir dirigido a cuantificar y limitar los volúmenes debidos a:

- Subcontaje en los contadores domiciliarios.
- Consumos para usos públicos.
- Conexiones clandestinas.
- Fugas a través de roturas e imperfecciones.

El subcontaje en los contadores es un problema que se puede resolver con una estrategia adecuada de gestión del parque. Algunos autores han desarrollado metodologías de renovación para minimizar este concepto. Entre ellos se puede destacar la expuesta por Arregui et al. (1998).

Por su parte, la localización de pérdidas volumétricas exige un control exhaustivo de **todo** el volumen consumido. Esto incluye la medición y la facturación del volumen servido para usos públicos, aunque luego éste no sea facturado, o se facture a precio simbólico. Así pues, en un abastecimiento se pueden considerar realmente pérdidas volumétricas las conexiones clandestinas y las fugas de agua a través de anomalías e imperfecciones de la red.

Ambos conceptos comparten el hecho de ser pérdidas, pero hay entre ellos una diferencia sustancial. Las fugas propiamente dichas tienen un comportamiento hidráulico y dependen, por tanto, de la presión de la red en el punto donde está la anomalía. Sin embargo, las conexiones ilegales tienen un comportamiento análogo al de cualquier otro

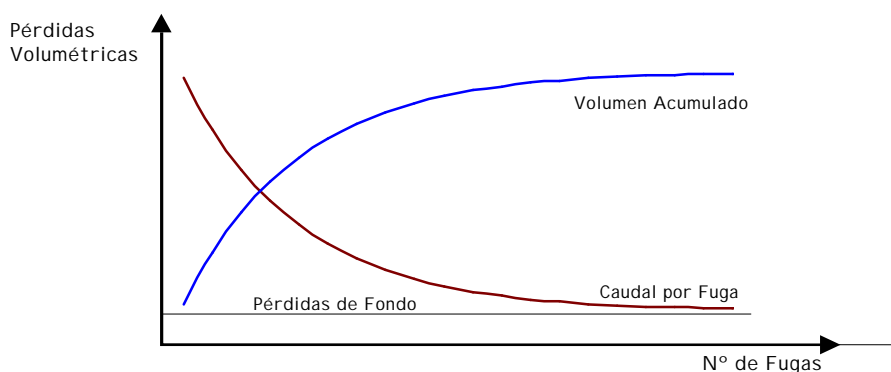
consumo humano. La metodología que se va a exponer a continuación va dirigida al control de las primeras pues se basa en el aumento de las fugas durante las horas nocturnas debido al aumento de la presión en ese período.

Los factores que afectan al volumen de agua perdida a través de una fuga son básicamente tres:

- a) Características de la anomalía a través de la cual se produce la fuga.
- b) Presión de la red en el punto donde se produce la fuga.
- c) Tiempo empleado en la localización y reparación de la fuga.

Cuando el abastecimiento dispone de una sectorización fiable, la combinación de ésta con el SIG resulta propicia para la implantación de un sistema de detección temprana de las fugas más importantes. El único requisito es que los sectores deben estar perfectamente aislados y deben tener un dispositivo de medición continua del caudal inyectado en el sector. Sería además recomendable que cada sector dispusiera de un punto único de alimentación y un punto alternativo de entrada de caudal.

El método que se describe a continuación se denomina *método de medida del consumo mínimo* (Di Federico, 1999), *método de los caudales mínimos nocturnos* (Fernández, 1999) o *método alemán*. Esta última denominación se debe a que es un método muy utilizado en Alemania, de donde procede una primera formulación del mismo (Weimer, 1992). Este método parte de varias premisas.



**Figura 16.6. Evolución de las pérdidas acumuladas por fugas y distribución del caudal perdido por cada una de las fugas (adaptado de Vela et al, 1994).**

En primer lugar, si consideramos como anomalía de la red cualquier imperfección de la misma que provoque pérdidas de agua, se comprueba que la distribución de las pérdidas es similar a la de cualquier otra anomalía en una pieza de un sistema mecánico: la mayor parte de las pérdidas se concentran en una pequeña porción de anomalías y viceversa. (figura 16.6). Esta afirmación está avalada experimentalmente por análisis estadístico de mediciones realizadas en tres ciudades españolas (Vela et al., 1994).

De aquí se deduce que controlando las fugas más importantes se puede reducir considerablemente el volumen total debido a las fugas. Además, hay un umbral de fugas que es prácticamente imposible de localizar, al menos de forma que resulte mínimamente rentable. A este umbral se le denomina caudal de fugas latente o *pérdidas de fondo*. El orden de magnitud de estas pérdidas de fondo está entre 0,1 y 0,3 (m<sup>3</sup>/h)/km.

La segunda premisa en que se fundamenta el método de los caudales mínimos nocturnos se deriva de la dependencia del caudal de fugas con la presión en la red. Puesto

que es por la noche cuando menor es el consumo y mayor la presión, es a estas horas cuando la importancia relativa de las fugas en el total del volumen circulante será mayor. Así, el método funcionaría de la siguiente forma:

- Para cada sector se tiene un registro continuo del caudal inyectado, que es enviado periódicamente al SIG para su almacenamiento. Para que una medida resulte estadísticamente significativa conviene promediar los caudales registrados durante un periodo entre 15 y 30 minutos.
- Además, en función del tipo de abonados de cada sector y sus pautas de consumo (curvas de modulación) se evalúa el caudal mínimo nocturno esperado. Esta evaluación la realizará el módulo de análisis de demandas, considerando un valor para las pérdidas de fondo y considerando un margen para evaluar sólo las pérdidas que resulten económicamente rentables.
- Con ambos datos (caudal registrado y caudal mínimo nocturno) el SIG procede a la comparación de ambos antes de almacenar el primero. Si en un determinado instante el caudal registrado es mayor que el caudal mínimo nocturno se generará una alarma de fuga, y comenzará el proceso de localización.

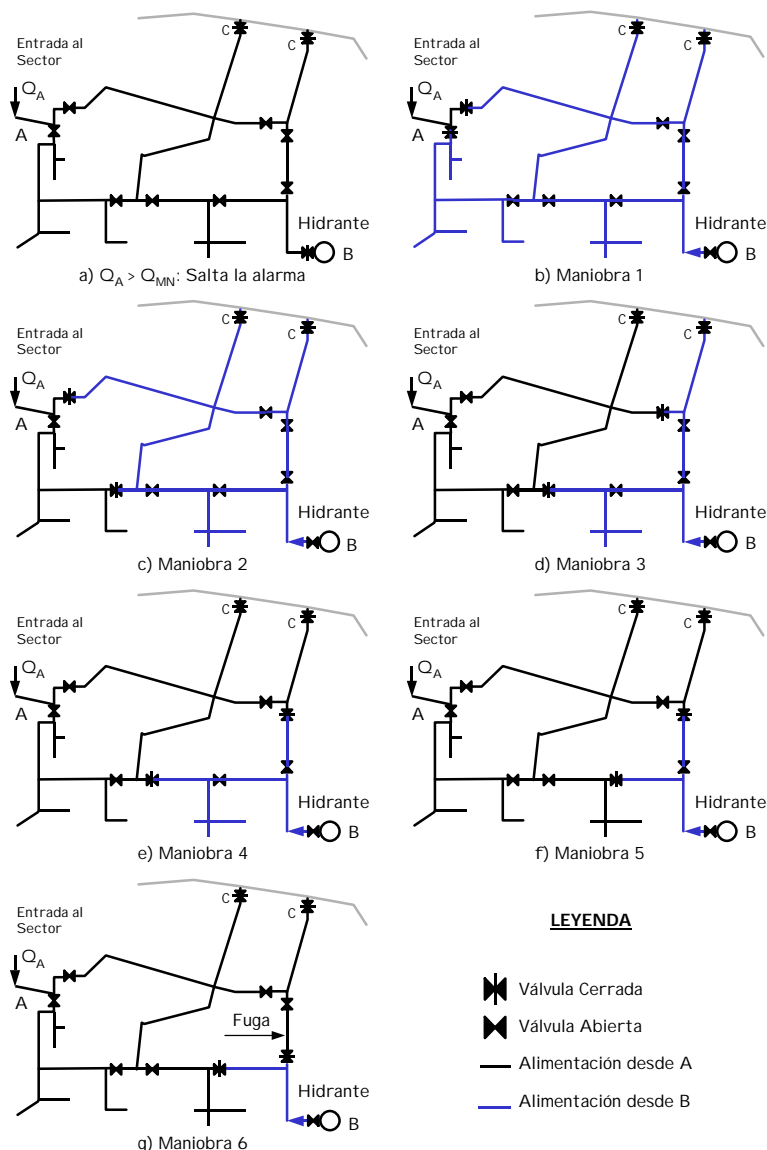
También para la segunda fase (la correspondiente a la localización de la fuga) la existencia de un SIG resulta de gran ayuda. En el momento en que se genera la alarma, el SIG elaborará un informe de maniobras similar al generado para las maniobras de cierre parcial, pero con algunas diferencias. Deben realizarse todas las maniobras que sean necesarias para individualizar al máximo los tramos de la red. Para cada maniobra de cierre creada, el SIG debe recalcular el caudal mínimo nocturno ( $Q_{MN}$ ) de la zona del sector que sigue recibiendo agua a través de su único punto de alimentación. Cada vez que se finalice una maniobra se comparará el caudal registrado con el  $Q_{MN}$  estimado por el SIG para esa maniobra en concreto. Se procede así con todas las maniobras proporcionadas por el SIG, hasta localizar el tramo donde presumiblemente se halla la fuga.

Una vez reducida la extensión de red al mínimo posible, se procederá a la localización puntual mediante técnicas clásicas. Si el sector dispone de un segundo punto de alimentación de emergencia, todo este proceso se puede realizar sin interrupción del suministro, salvo para proceder a la reparación de la fuga. En la figura 16.7 se muestra un ejemplo de cómo proceder a la individualización del tramo con la fuga. El ejemplo corresponde a un sector de la red de distribución de Montecchio-Emilia en Italia (Di Federico, 1999). El informe de maniobras generado por el SIG y los registros del caudalímetro se exponen en la tabla 16.1 y en la figura 16.7 se muestra la secuencia seguida para la reducción del tramo que ha de ser auscultado.

**Tabla 16.1. Informe de maniobras para la localización de una fuga en Montecchio-Emilia (Di Federico, 1999). En negrita las situaciones en que se genera una alarma por fuga.**

Maniobra	Longitud (Km)	$Q_{\text{medido}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{MN}$ (m <sup>3</sup> /h)
<b>Fto. Normal</b>	<b>2,23</b>	<b>5,7</b>	<b>0,67</b>
1	0,03	0,0	0,20
2	0,60	0,3	0,38
3	1,15	0,5	0,54
4	1,26	0,7	0,57

5	1,47	0,7	0,63
6	1,55	5,6	0,67



**Figura 16.7. Maniobras para el control de fugas en un sector.**

## 2.5. Aplicación de los SIG a la gestión de las infraestructuras existentes.

Como se ha visto en los apartados anteriores, la red es un sistema sumamente dinámico, sometido a cambios diarios en los elementos y equipos que la forman, buscando siempre la máxima eficiencia. Los elementos que componen la red modifican continuamente sus parámetros físicos para adaptarse a las distintas situaciones que se presentan y responder a las demandas solicitadas. Además, la red también crece para compensar el crecimiento de la población abastecida o para paliar defectos puntuales en la calidad del servicio en determinados puntos. Esto ya se comentó sobradamente cuando se describió la aplicación de los SIG a la creación de nuevas infraestructuras.



La red también envejece y muere. Así, siguiendo la analogía con los seres vivos, necesita cuidados para alargar su vida en la medida que ello sea posible (*mantenimiento preventivo*). También, en determinadas ocasiones sufrirá anomalías que deberán ser solucionadas si ello fuera posible (*mantenimiento correctivo*). En otras ocasiones, estas anomalías pueden ser graves y necesitan un tratamiento más prolongado y costoso que al tiempo corrija la anomalía y prevenga la aparición de otros similares (*rehabilitación*). Por último, si la anomalía es suficientemente grave, puede provocar la pérdida de un elemento de la red, por lo que necesitará ser reemplazado por un elemento nuevo (*renovación*).

Un sistema de gestión de las infraestructuras debe estar encargado de controlar en todo momento el estado de los elementos de la red y proceder con las operaciones de mantenimiento de los mismos.

Son objetivos fundamentales de un sistema de gestión de las infraestructuras apoyado en un SIG los que se enuncian a continuación:

- a) Facilitar el acceso a toda la información relevante en las operaciones de alta, baja o modificación de cualquier elemento de la red. Esto incluye ubicación geográfica, datos técnicos e históricos de mediciones y mantenimiento.
- b) Minimizar los tiempos de interrupción del servicio por reparación de averías y el tiempo de respuesta para la ejecución de acometidas para nuevos abonados.
- c) Realizar un programa de mantenimiento adecuado que minimice los costes y maximice el nivel de calidad del servicio.
- d) Realizar un seguimiento del programa de mantenimiento anterior que posibilite evaluar su bondad.

En el libro editado por Cabrera et al (1996) se puede encontrar un completo tratado de los factores que influyen en la elaboración de un programa de mantenimiento integral de redes de abastecimiento, así como de los objetivos del mismo.

#### *Gestión del inventario.*

Esta es sin duda la principal aplicación de un sistema de gestión de infraestructuras en un abastecimiento. Puesto que la principal misión de un SIG es la de recoger, almacenar y proporcionar datos a los distintos abonados o servicios que tiene el sistema, el SIG debe tener esta información permanentemente actualizada. Esta parte del SIG funcionará como cualquier otro sistema gestor de base de datos, pero con la peculiaridad de manejar información georreferenciada. Básicamente, deberá trabajar con cinco grandes bases de datos de infraestructuras:

- Fondo cartográfico urbano. Esta base de datos debe poner a disposición de cualquier otro servicio la información sobre callejeros, direcciones postales e infraestructuras urbanas del área solicitada. Además deberá disponer de utilidades de depuración de datos para detectar incongruencias entre aquellos procedentes de distintas fuentes.
- Elementos de la red. Debe contener toda la información de los distintos elementos de la red, debidamente actualizada. Esta información debe incluir la descripción física, la localización geográfica, la valoración de su capacidad hidráulica y la integridad estructural.
- Base de datos provisional de elementos. Es una réplica de la anterior en la que se reflejan cambios previstos en la red que aún no han sido consolidados, es decir, aún

no existen realmente. Esta base de datos es especialmente importante en las operaciones de proyecto y mantenimiento de la red. Tan pronto como el cambio previsto se hace realidad, la información se consolida en la base de datos de elementos de la red.

- Mediciones y telecontrol de la red. Para la actualización del modelo y para apoyar a la toma de decisiones es necesaria una base de datos de funcionamiento de la red que recoja los parámetros de la misma: mediciones hechas, maniobras realizadas, consignas, etc....
- Mantenimiento. Aquí se almacenarán todos los datos relacionados con las operaciones de mantenimiento: incidencias, actuaciones realizadas, previsión de nuevas actuaciones programadas, costes de cada actuación, indicadores de la mejora habida, etc.... También debe incluir fotografías, grabaciones y otras impresiones realizadas durante una operación de mantenimiento que ayuden a conocer mejor esa infraestructura.

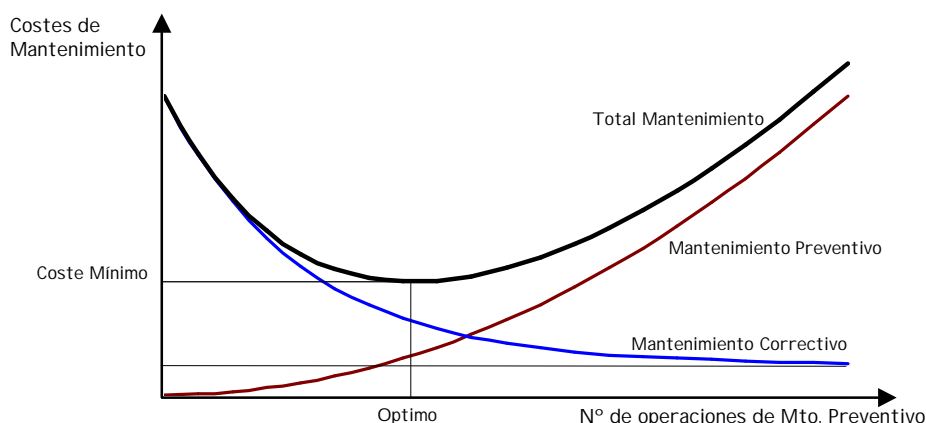
Por último, cabe señalar que la gestión del inventario requiere la posibilidad de generar información gráfica del mismo, por tanto, debe estar íntimamente ligada a las herramientas de creación de mapas temáticos, elaboración de informes e impresión de planos de obra.

#### *Mantenimiento preventivo.*

La definición de un programa de mantenimiento, como se ha comentado, requiere prestar atención a los aspectos técnicos y económicos de la red. Entre los aspectos técnicos será necesaria información sobre:

- Niveles de calidad del servicio: presiones, caudales y calidad del agua.
- Rendimientos volumétricos de los sectores que pudiera haber en la red.
- Identificación de las relaciones causa-efecto en las anomalías a partir de los datos anteriores y la información obtenida durante la reparación de la anomalía.
- Impacto que las tareas de mantenimiento tienen sobre el funcionamiento de la red.

Por otra parte, a partir de los datos históricos de mantenimiento, se ha de encontrar la relación óptima entre el mantenimiento preventivo y el mantenimiento correctivo. Una inversión mayor en mantenimiento preventivo redundará en una disminución del coste correspondiente al mantenimiento correctivo, aunque el coste de este último no bajará nunca de un mínimo (ver figura 16.8). Por tanto, se buscará la combinación de ambos que minimicen los costes totales.



**Figura 16.8. Determinación del coste óptimo de mantenimiento de un abastecimiento (adaptado de Cabrera y García-Serra, 1997).**

En este contexto, podemos definir el mantenimiento preventivo como el conjunto de medidas y actuaciones sobre la red dirigidas a reducir la probabilidad de ocurrencia de situaciones indeseables (Vela, 1993). Algunas operaciones comentadas anteriormente pueden considerarse como mantenimiento preventivo. Es el caso del diseño de redes apoyado en una buena predicción de las demandas o la utilización del SIG para una adecuada regulación de la red a través de sistemas SCADA.

En función de la definición que se haga de *situación indeseable* se podrán añadir otras operaciones típicas del mantenimiento preventivo. En general, serán situaciones indeseables un rendimiento bajo en un sector o el incumplimiento de los niveles de calidad del servicio en presiones, caudales o calidad del agua servida.

Básicamente son tareas a realizar dentro de un programa de mantenimiento preventivo de una red los siguientes (Cabrera y García-Serra, 1997):

- Control periódico de todos los elementos de la red.
- Limpieza selectiva de tuberías.
- Pintado o recubrimiento con polímeros del interior de tuberías.
- Gestión óptima de los repuestos (disponibilidad en almacén y proveedores).
- Inspección y reparación si procede de los aparatos de medida y de regulación.
- Existencia de programas de renovación del parque de contadores.
- Protección de los elementos vulnerables o sensibles de la red.
- Regulación óptima de las presiones en la red para evitar roturas debidas a excesos de presión.
- Evitar o amortiguar los transitorios hidráulicos en la red.

Los programas de mantenimiento preventivo se elaboran a partir de la información que cada fabricante proporciona sobre su producto. De ella se obtiene una primera idea de la metodología y periodicidad de las revisiones. Este programa preliminar es progresivamente modificado a partir de la información disponible sobre averías de ese elemento y otros de características similares, las condiciones de funcionamiento de la red en el área donde está instalado, los costes asociados a una hipotética reparación, etc. El SIG ha

de ser capaz de cruzar toda esta información para determinar la estrategia óptima de mantenimiento para cada elemento.

Con la estrategia de mantenimiento de todos los elementos, el SIG elaborará el programa de mantenimiento. Utilizando las herramientas de gestión de datos espaciales, el SIG puede contribuir a la reducción de los recursos humanos necesarios para desarrollar el programa elaborando una ruta óptima de trabajo que minimice tiempos. Además, puede proporcionar la información cartográfica y de red, imprescindible para realizar cualquier operación.

Puesto que algunas operaciones de mantenimiento implican la alteración de algunos elementos de la red, el SIG elabora un informe de maniobra como el que se describía en el apartado dedicado a la gestión de cerradas. Además, de manera similar a como sucedía en la gestión de proyectos, los elementos que se puedan ver afectados por el mantenimiento se marcarán en una base de datos provisional en espera que se confirme su estado final.

Por último, si la operación precisa del empleo de repuestos del almacén, el SIG comprobará las existencias de los mismos y, si procede, generará un aviso para su reposición.

Con todas estas operaciones, el SIG contribuye a un importante ahorro de tiempo en las tareas de mantenimiento preventivo. Además, permite cumplir uno de los objetivos de la gestión de infraestructuras: la información detallada de los elementos que componen la red, incluidos su estado y su histórico de mantenimiento.

#### *Mantenimiento correctivo.*

El mantenimiento correctivo consiste en la detección, localización y posterior reparación de los fallos y anomalías existentes. Son medidas de mantenimiento correctivo aquellas encaminadas a minimizar el daño producido o el tiempo transcurrido desde el fallo hasta la reparación del mismo (Vela, 1993). Son actuaciones encaminadas a facilitar las operaciones de mantenimiento correctivo:

- Una adecuada sectorización de la red.
- Incorporación de válvulas de seccionamiento que reduzcan la longitud de tuberías afectadas por una cerrada.
- La monitorización y el telecontrol de la red.
- La evaluación de los caudales mínimos nocturnos.
- Análisis estadísticos cruzados de los caudales en la red de distribución con los circulantes en la red de evacuación de aguas residuales y pluviales.
- La mejora de los sistemas de regulación y de los de localización de fugas.
- La disponibilidad de un modelo matemático actualizado que permita contrastar mediciones con comportamiento teórico esperado.

Un programa de gestión de infraestructuras está íntimamente ligado al resto de componentes de un SIG aplicado a un abastecimiento. En lo referente al mantenimiento correctivo, una operación de corrección surge como respuesta a una alarma, y ésta puede tener dos orígenes:

- a) La gestión de abonados. En este caso, el abonado da el aviso ante un comportamiento visiblemente anómalo de la red (una rotura en la vía pública, una caída brusca de las presiones, etc.)

- b) El sistema de operación y control de la red. El aviso se produce si las medidas y los resultados del modelo discrepan más allá de un determinado umbral de error.

Independientemente del origen de la alarma, el SIG ha de proceder con el proceso de detección, localización y reparación de la anomalía. La detección es obviamente ajena al programa de mantenimiento, pues procede como se ha dicho de los usuarios o del sistema de control de la red. En el primer caso, la localización de la anomalía suele ser sencilla pues el propio abonado que da el aviso suele informar también del lugar donde ha detectado la anomalía. Sin embargo, en el caso de que sea el sistema de control de la red, la zona de actuación es más amplia, al no tener la certeza de dónde está exactamente la anomalía. La localización de una fuga en un sector descrita con anterioridad es un caso particular de localización de anomalías.

Sea cual sea el origen del aviso, a su recepción el SIG proporcionará toda la información para la localización exacta y la reparación de la anomalía. Una vez localizada, el SIG también procederá a enviar una orden al sistema de gestión de cerradas. Así, pondrá a disposición del equipo de reparación un informe de maniobra.

En todo el proceso de reparación de la anomalía también ha de considerarse como origen de la misma un modelo no actualizado o no calibrado. Así, el equipo encargado de la reparación deberá confirmar todos los datos de los elementos implicados y corregirlos si es necesario. Además, si se procede a la reparación deberán actualizarse tanto la base de datos de elementos de la red como la base de datos de repuestos. Se asegura de esta manera que la información se mantiene siempre al día.

Por otro lado el registro de estas operaciones de mantenimiento permitirá mantener un histórico de incidencias. Este histórico se puede tratar estadísticamente para comparar con otras zonas de la red, con los datos de funcionamiento, etc. Con ello se pueden prevenir otros fallos en el futuro, elaborar indicadores de gestión del inventario o, como ya se ha comentado, revisar el programa de mantenimiento preventivo.

Por último, las posibilidades de comunicación y aglutinamiento de sistemas que tiene el SIG permite la reducción de los tiempos transcurridos desde que se produce la anomalía y hasta que ésta es reparada. Este hecho no sólo redunda en una mayor calidad del servicio, sino que cuando la anomalía genera pérdidas de agua (lo cual es bastante habitual) esta reducción del tiempo de respuesta se traduce en una reducción del volumen de agua perdida.

#### *Rehabilitación y renovación de la red.*

Las técnicas de rehabilitación y renovación de la red comparten características con las de mantenimiento preventivo y correctivo. Al igual que ocurre con el mantenimiento preventivo, se busca la reducción del número de anomalías en la red. Sin embargo, las actuaciones que se llevan a cabo sobre los elementos de la red se corresponden a las que se harían si la anomalía ya hubiera tenido lugar.

El documento técnico ISO/TR 11295:1992-08-01 (ISO, 1992) recopila cuatro tipos de métodos de rehabilitación:

- Reparación, corrección de averías y defectos en una instalación.
- Renovación de las conducciones existentes, mejorando el estado y rendimiento del sistema.
- Sustitución de la conducción existente por otra nueva.

- Mantenimiento, técnica y operaciones para asegurar la eficiencia del servicio de agua.

Estas técnicas son especialmente apropiadas en caso de redes donde concurren algunas circunstancias como:

- Que por envejecimiento puedan ver afectada su capacidad hidráulica, disminuyendo la calidad del servicio.
- Que por su ubicación geográfica el impacto de una rotura en el resto de las infraestructuras pueda ser importante.

Se observa que para establecer un adecuado plan de rehabilitación es necesario tener un conocimiento adecuado del funcionamiento de la red, la evolución temporal de las infraestructuras afectas al abastecimiento y la relación espacial entre los elementos de la red y el resto de infraestructuras urbanas.

Además de la información anterior, es conveniente disponer de información adicional:

- Sobre los recursos humanos y económicos disponibles.
- Información estadística de reparaciones (causas, número y tipo de las actuaciones realizadas, evaluación de costes de la reparación y estimación de costes derivados de la no sustitución en términos de pérdidas de agua).
- Energéticas y de calidad del servicio.
- Estado de conservación y frecuencia de mantenimiento.
- Fecha de la última revisión.

Al tratarse de actuaciones programadas sobre el abastecimiento (al igual que el mantenimiento preventivo) se puede recurrir a una herramienta de optimización propia del sistema para determinar la frecuencia y distribución geográfica de las tareas de rehabilitación de la red. Si la tarea de mantenimiento tiene envergadura suficiente, se tratará como si fuera la creación de una nueva parte de la red, procediendo a la elaboración de un proyecto de obra al igual que sucedía con la creación de nuevas infraestructuras. En caso contrario, las actuaciones seguirán el mismo patrón que las de mantenimiento preventivo (preparación de información cartográfica y específica, elaboración de informes de maniobra, actualización de la información recogida al final de la actuación).

### 3. CONCLUSIONES

En este capítulo se ha hecho una revisión del estado del arte de los Sistemas de Información Geográfica y las herramientas que éstos ponen a disposición de los técnicos para llevar a cabo una adecuada gestión de los abastecimientos de agua potable. Se han establecido las diferencias entre los SIG de tipo matricial (ráster) y los de tipo vectorial y se ha comprobado que la potencia de las consultas espaciales de estos últimos los ha hecho los más adecuados para su utilización en aplicaciones basadas en estructuras de red, como ocurre con las redes de transporte (ya sea éste de personas, de mercancías, de energía eléctrica o, como en el caso que nos ocupa, de agua potable).

De las herramientas que incorpora el SIG se ha destacado la importancia de las dos que más se van a utilizar en el desarrollo de esta Capítulo: los modelos digitales del terreno y las topologías. Ambas serán de indiscutible utilidad en la elaboración de modelos matemáticos de análisis o diseño de las redes.

A continuación se ha planteado de manera superficial cuál puede ser el modelo de gestión de un abastecimiento basado en un SIG. En este modelo de gestión se ha prestado

especial atención a la parte de gestión técnica, entendiendo por ésta todas aquellas operaciones encaminadas a mejorar la eficiencia y la eficacia de la red, no sólo en términos económicos, sino también en calidad del servicio. Esto implica un seguimiento de todos los elementos que componen la red a lo largo de toda su vida útil, desde su concepción hasta su renovación o sustitución. En este seguimiento a los elementos de la red hay dos herramientas que resultan imprescindibles para el conocimiento de su funcionamiento: un modelo matemático actualizado de la red y una adecuada previsión de las demandas en cada punto de la misma. Estas dos herramientas y la estrecha relación que hay entre ellas constituyen la columna vertebral de la Capítulo.

En el desarrollo de este capítulo se ha tratado de destacar, por una parte, el papel que juega el SIG como proveedor de datos para las herramientas de apoyo a la toma de decisiones. Por otra parte, se ha destacado la contribución de las herramientas técnicas anteriores a las distintas facetas de la gestión técnica de la red.

Por último, este capítulo es una justificación de la necesidad de incluir los SIG como una medida para la modernización de los abastecimientos. Las aportaciones realizadas constituyen sólo una pequeña muestra de la potencialidad que tiene el uso de los SIG en la mejora de la gestión integral de los abastecimientos e incluso del conjunto de las infraestructuras urbanas en entornos corporativos.

#### 4. BIBLIOGRAFÍA

- Arregui de la Cruz, F.J.; García-Serra García, J.; López Patiño, G. y Martínez Solano, F.J. (1998). *Metodología para la Evaluación del error de Medición de un Parque de Contadores*. Ingeniería del Agua, Vol. 5, Nº 4, Diciembre 1998, pp. 55-66.
- Bernhardsen, T. (1992). *Geographic Information Systems*. Viak IT & Norwegian Mapping Authority. Arendal (Noruega), 1992.
- Cabrera, E.; Espert, V.; García-Serra, J.; Martínez, F.; Andrés, M. y García, M. (1996). *Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua*. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Valencia, 1996.
- Cabrera Marcet, E. y García-Serra García, J. (1997). *Problemática de los abastecimientos urbanos. Necesidad de su modernización*. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Valencia, 1997.
- Cabrera Rochera, E. (2001). *Diseño de un sistema para la evaluación de la gestión de abastecimientos urbanos*. Tesis Doctoral. Dept. de Ingeniería Hidráulica y Medio ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre de 2001.
- Cascetta, F. (2000). *Il telecontrollo delle reti idriche. Efficienza gestionale, qualità del servizio e soddisfazione del cliente*. L'Acqua, Nº5, Mayo 2000, pp. 49-52.
- Cesario, L. (1986). Denver's Mapping Information Management System. In Proc. of AWWA Annual Conference. Denver, Colorado (USA). pp. 669-681. Ed. American Water Works Association (AWWA)
- Cesario, A.L. (1995). *Modeling, Analysis and Design of Water Distribution Systems*. Ed. AWWA.
- Cubillo González, F.; Caro Esteban, M.; Del Valle Lindes, J.; Chueca, P.; Gamboa Antoñolo, S. y Castaño Sousa, M.I. (1997). *Guía para la implantación de Sistemas de Información en la gestión de redes de suministro de agua*. CENTA, Sevilla, Septiembre 1997.
- Di Federico, V.; Grelli, C.; Schiatti, M. y Bizarri, A. (1999). *Metodica di individuazione delle perdite in una rete di distribuzione idrica urbana*. Ingegneria Ambientale, Vol. XXVIII, Nº5, Mayo 1999, pp. 239-247.
- ESRI, (1989). *PC ARC/INFO User's Guide*. Ed. Environmental Systems Research Institute. Redlands (CA, EE.UU.)
- Fernández, Mario (1999). *GIS para la Gestión de Pérdidas y Diagnosis de la Red de Distribución de Agua*. Conferencia impartida en el II Máster en Gestión y Uso Eficiente del Agua. Valencia, 1999.
- Fuertes, V.; García-Serra, J. y Pérez, R. (1999). *Modelización de redes de distribución de agua*. En Gestión de Sequías en Abastecimientos Urbanos. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos, pp. 61-103.
- Grupo Mecánica de Fluidos (GMF, 2001). *Pliego de Condiciones Técnicas para la elaboración de un estudio de previsión de la infraestructura, condiciones y regulación del servicio en la nueva etapa de Gestión del abastecimiento de aguas a Valencia*. Informe presentado al Exmo. Ayuntamiento de Valencia.
- Iglesias Rey, P.L. (2001). *Modelo general de análisis de redes hidráulicas a presión en régimen transitorio*. Tesis Doctoral. Dept. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre 2001.



- Iglesias Rey, P.; Izquierdo Sebastián, J.; López Patiño, G. y Martínez Solano, F. J. (1999). *Geographical Information Systems (GIS) applied to Water Supply Systems (WSS)*. En Drought Management Planning in Water Supply Systems. Kluwer Academic Publishers. Holanda, pp. 22-51.
- International Standard Organisation (ISO, 1992). *ISO/TR 11295:1992-08-01. Techniques for Rehabilitation of Pipeline Systems*. International Standard Organisation. Ginebra, Suiza.
- López Patiño, G.; Fuertes Miquel, V. y Ayza Prats, M. (1996). *Modelización matemática de redes en servicio*. En Ingeniería Hidráulica aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua. Ed. Cabrera, Espert, García-Serra, Martínez, Andrés y García, pp. 729-759.
- Martínez Solano, F.J. (2002). *Aplicación de los sistemas de información geográfica a la gestión técnica de redes de distribución de agua potable*. Tesis Doctoral. Dept. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. Octubre 2002.
- Martínez Solano, F.J.; Pérez García, R.; e Iglesias Rey, P.L (2002). *Water Mains Creation Using GIS*. Proc. 5<sup>th</sup> AGILE Conference, Palma de Mallorca, pp. 547-556.
- Pérez García, R. (1993). *Dimensionado Optimo de Redes de Distribución de Agua Ramificadas considerando los Elementos de Regulación*. Tesis Doctoral. Dept. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia.
- Rossman, L.A. (1993). *EPANET 1.0 User Manual*. Water Supply and Water Resources Division. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, EE.UU.  
(<http://www.epa.gov/ORD/NRMRL/wswrd/epanet.html>)
- Taher, S.A. & Labadie, J.W. (1996). *Optimal design of water-distribution networks with GIS*. J. Water Resources Planning and Management. Vol. 122, N° 4, pp. 301-311.
- Vela, A.; Martínez, F.; García-Serra, J. y Pérez, R. (1994). *Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento*. Ingeniería del Agua, Vol. 1, N° 1. pp. 35-53.
- Vela Gasulla, A.F. (1993). *Contribución a la Diagnósis y Optimización del Mantenimiento Integral de los Sistemas de Distribución de Agua*. Tesis Doctoral. Dept. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia, Octubre de 1993.
- Weimer, D. (1992). *Leakage Control in Water Supply, Vol. 10*. Florence, pp. 169-176.
- Zaragozá, J. (1997). *Gestión de Redes utilizando el SIG en Aguas de Alicante*. Conferencia impartida en el I Máster en Gestión y Uso Eficiente del Agua. Valencia, Noviembre 1997.

# CAPÍTULO 17

## REGULACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.

**Gonzalo López Patiño**  
**Vicente S. Fuertes Miquel**  
**F. Javier Martínez Solano**  
José Luis Díaz Arévalo

### 1. NECESIDAD DE LA REGULACIÓN

Las redes de distribución tiene como misión satisfacer las necesidades de agua potable de los usuarios de la misma. Es evidente que las necesidades de agua varían entre los distintos usuarios y, para cada uno de ellos en concreto, son función del instante que se considere.

Hidráulicamente, caudales circulantes por la red variables en el tiempo suponen distintos estados hidráulicos en la red: diferentes necesidades energéticas, distintos estados de presión, condiciones de calidad de aguas, etc.

Vamos a analizar desde un punto de vista más técnico la influencia de dicha variación sobre las condiciones hidráulicas de la red.

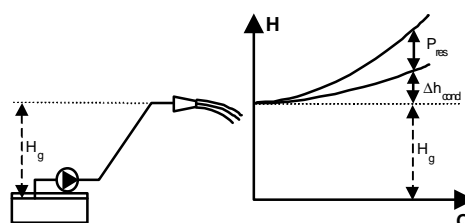
Es conocido que el punto de funcionamiento de una instalación se obtiene de la intersección de las curvas de altura motriz y resistente del sistema hidráulico.

La obtención de la curva motriz es simple si se conocen las características de los elementos motrices: bombas o depósitos.

Para la obtención de la curva resistente total del sistema es preciso ir obteniendo las curvas de los diferentes ramales que lo componen e ir asociándolas. Al asociar, en un punto de derivación, varias curvas resistentes en paralelo, resulta una nueva curva resistente más plana que cualquiera de las de cada ramal.

La curva resistente de cualquier ramal que abastezca un punto de consumo, puede ser equiparado a la de una conducción que abastece un depósito elevado, en el que la lámina de agua esté ubicada a la cota de descarga del punto de consumo y las pérdidas de carga son las de la conducción más la presión residual de la descarga, que no es sino la presión necesaria para vencer la pérdida de carga de los elementos propios del punto de consumo.

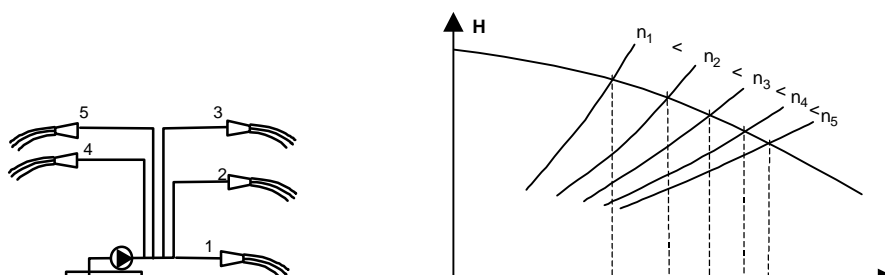
Asumiendo los dos principios anteriores, cuantos más puntos de consumo estén en funcionamiento en un sistema hidráulico, más plana es la curva resistente del conjunto y, por tanto, más caudal debe circular por la instalación.



**Figura 17.80 Característica resistente de una instalación simple**

Así pues, el mayor o menor caudal que circula por una instalación es debido a una variación de la característica resistente total de la instalación que, en última instancia, es debida a un mayor o menor número de consumos funcionando.

Hay que realizar ciertas aclaraciones a esta conclusión. Existen consumos que son descargas libres desde la red, sin capacidad de regulación. En estos casos, cuanto mayor sea la presión de la red, mayor será la demanda. Estos consumos, dependientes de la presión, se tienen en cuenta cuando se trabaja con la curva de modulación de la demanda como característica resistente de la instalación, tal y como se comenta más adelante



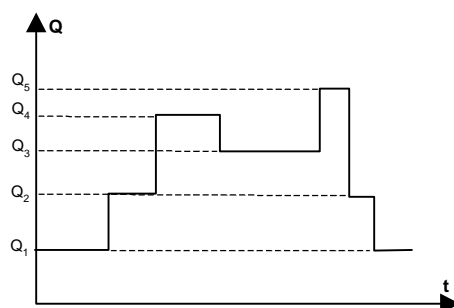
**Figura 17.81. Variación del punto de funcionamiento con el número**

También sucede que si en la red hay un defecto de la presión de servicio, por muchos consumos que se pongan en funcionamiento, el defecto de servicio impide que la demanda aumente. La curva resistente total puede ser la más plana que se puede conseguir al estar todos los “grifos” abiertos al máximo.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que los sistemas hidráulicos disponen de dispositivos de regulación instalados a lo largo de una red que pueden modificar el caudal y la presión manteniéndose el número de consumos. El estudio de la influencia de estos dispositivos de regulación repartidos por la red es más propio de un tema de análisis de redes hidráulicas que de un tema de regulación de sistemas de bombeo.

En la práctica, el cálculo de la curva resistente total de un sistema hidráulico es complejo. Por otro lado, se puede considerar que la curva resistente se adapta para mantener la demanda requerida en cada instante, y que se puede considerar, con las objeciones que se han indicado, que es dependiente del número de consumos.

Si bien la curva resistente no se puede calcular, los patrones de demanda sí que se pueden pronosticar, basándose en los hábitos de consumo. Es por ello que, siendo conscientes de cómo y por qué se produce la variación del consumo, se trabaje frecuentemente con las curvas de modulación de la demanda en lugar de con las curvas resistentes.



**Figura 17.82. Curva de modulación del consumo**

En este capítulo, se va a trabajar indistintamente con las curvas de modulación de la demanda o con la curva resistente total del sistema a la hora de explicar algunos comportamientos de la regulación. Al hacerlo, hay que tener en cuenta que se está hablando de una misma cosa.

Ahora bien, por qué existe la necesidad de controlar el punto de funcionamiento de la instalación. Son varias las razones:

Para mantener las presiones por encima de unos valores mínimos, que garanticen el servicio, y por debajo de unos máximos que eviten los problemas de roturas y reduzcan las fugas de caudal.

Para mantener el caudal constante. Son muchos los procesos industriales que trabajan con caudales constantes, o predeterminados, según las necesidades del proceso productivo.

En cualquier caso, para mantener los rendimientos de los elementos de bombeo entre unos márgenes elevados. Un punto de funcionamiento de una bomba alejado del nominal proporciona unos malos rendimientos y por tanto unos costes de impulsión mejorables.

## 2. CURVA DE CONSIGNA. RENDIMIENTO DE LA REGULACIÓN.

### 2.1. Curva de consigna

En el proceso de análisis de la red de distribución, es difícil llegar a incluir los elementos que forman las redes interiores de los edificios. Es por ello que estas instalaciones interiores no se consideran a efectos de regulación de la red de distribución general. En su lugar, en los puntos de acometida se debe cumplir que la presión residual alcance un valor mínimo que garantice que, teniendo en cuenta el comportamiento hidráulico de la red interior, se satisfagan las necesidades de consumo.

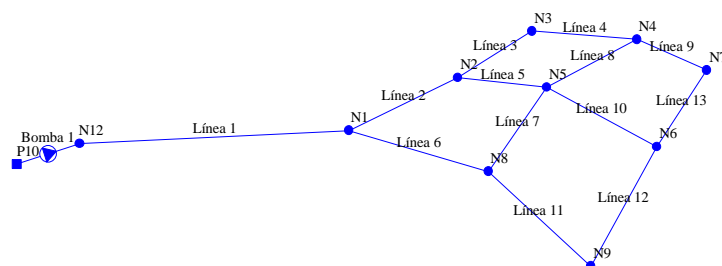
Bajo ese punto de vista, el objetivo de la regulación sería mantener las presiones residuales en los puntos de acometida justo en los valores mínimos de presión residual. Como conseguir esto en todos los puntos a la vez sería bastante difícil, el objetivo se reduce a intentar conseguirlo al menos en el nudo más desfavorable.

Bajo este punto de vista, se va a definir la curva de consigna, de una determinada red de distribución, como la altura mínima que tiene que haber en cabecera de la red en cada instante para que en el punto de consumo más desfavorable de la misma se satisfaga la demanda de caudal con el valor de presión residual mínima que garantiza el servicio.

La curva de consigna refleja la altura con la que se satisface cada demanda con la mínima energía posible, y por tanto con el menor coste posible.

Además, si un sistema de regulación siguiera perfectamente la curva de consigna, las presiones que se alcanzan en el sistema hidráulico son las menores que se pueden producir garantizando el servicio.. Por tanto, si se mantiene la curva de consigna también se consiguen controlar las presiones del sistema.

Para ilustrar cómo se obtendría la curva de consigna en un red vamos a ver un ejemplo.



**Figura 17.83. Red ejemplo**

Para ello se ha definido la red tipo de la figura, que se caracteriza por ser una red mallada con un único punto de inyección a través de una estación de bombeo.

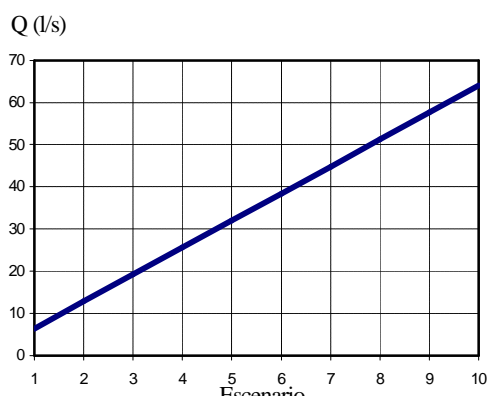
En las tablas adjuntas se pueden observar los datos de los nudos y de las líneas, en las que el valor de caudal asignado corresponde con el consumo máximo en el nudo.

La curva de consigna es función del caudal, por lo que es necesario variar el del los nudos para tener en cuenta dicha variación.

ID	COTA	CAUDAL (l/s)
N1	155	3
N2	150	7
N3	155	5
N4	155	8
N5	160	10
N6	150	9
N7	150	6
N8	150	9
N9	145	7
P10	155	-

Tabla	ID NUDO ORIGEN	ID NUDO FINAL	LONGITUD (m)	DIÁMETRO (m)
Línea	P10	N1	764,0392	0,2
Línea	N5	N6	338,2525	0,15
Línea	N8	N9	373,2107	0,15
Línea	N9	N6	358,7176	0,15
Línea	N6	N7	243,8465	0,15
Línea	N1	N2	325,8351	0,15
Línea	N2	N3	254,7617	0,15
Línea	N3	N4	319,2355	0,15
Línea	N2	N5	238,4571	0,15
Línea	N1	N8	399,5766	0,15
Línea	N8	N5	267,13	0,15
Línea	N5	N4	276,5972	0,15
Línea	N4	N7	205,1058	0,15

Para ello, se asigna a cada nudo la curva de modulación de la Figura 6.5, en la que el caudal se hace variar desde un 10% al 100% del valor máximo asignado.



**Figura 17.84. Curva de modulación por**

Antes de proceder al análisis hidráulico de la red, se fuerza a que el nudo de inyección tenga un valor de altura piezométrica constante, por ejemplo considerando un depósito de cota constante a una cota arbitraria.

Se analiza la red para cada estado de consumos y se observa, para cada estado de consumo, cual es el nudo más desfavorable y el valor de la presión en el nudo.

Los resultados obtenidos no tienen porque ser coherentes desde el punto de vista hidráulico pues la cota del depósito de cabecera es arbitraria, pero sí que lo son desde el punto de vista matemático.

En el ejemplo que nos ocupa, los resultados se muestran en la tabla adjunta. Se observa que el nudo más desfavorable es, en todos los casos, el nudo N5. Las presiones negativas se producen porque la altura piezométrica supuesta para el depósito de cabecera es escasa. En este punto no importa dicho valor pues será corregido.

Escenario	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9
1	-0,2	4,726	0,287	0,293	-5,288	4,705	4,705	4,721	9,706
2	-0,6	4,05	-0,993	-1,013	-5,998	3,98	3,98	4,035	8,986
3	-1,3	3,02	-2,069	-2,111	-7,08	2,875	2,874	2,989	7,888
4	-2,1	1,653	-3,497	-3,567	-8,516	1,41	1,408	1,601	6,43
5	-3,2	-0,039	-5,266	-5,369	-10,294	-0,405	-0,407	-0,118	4,626
6	-4,4	-2,049	-7,366	-7,51	-12,405	-2,559	-2,563	-2,16	2,483
7	-5,9	-4,37	-9,792	-9,984	-14,844	-5,048	-5,053	-4,518	0,008
8	-7,5	-6,997	-12,539	-12,784	-17,606	-7,866	-7,873	-7,188	-2,795
9	-9,2	-9,927	-15,603	-15,907	-20,686	-11,009	-11,017	-10,166	-5,922
10	-11	-13,157	-18,98	-19,35	-24,081	-14,474	-14,483	-13,448	-9,368

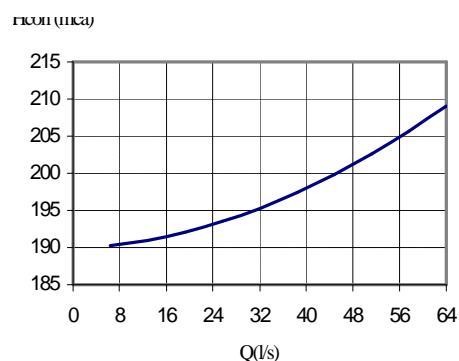
Si el objetivo que se busca es mantener una presión mínima en el nudo más desfavorable  $P_{\min}$ , por ejemplo 30 mca, habrá, para cada estado de consumos que corregir la altura piezométrica en el punto de cabecera con la diferencia entre el objetivo y lo calculado:

$$? p = P_{\min} - P_{\text{calc}} \quad (17.3)$$

$$H_{\text{con}} = H_{\text{cab}} + ? p \quad (17.4)$$

En la tabla y gráfica adjuntos se puede observar el resultado obtenido.

Q (l/s)	Pcalc	AP	Hconsigna
6,3	-5,3	35,288	190,29
12,6	-6	35,998	191
18,9	-7,1	37,08	192,08
25,2	-8,5	38,516	193,52
31,5	-10	40,294	195,29



37,8	-12	42,405	197,41
44,1	-15	44,844	199,84
50,4	-18	47,606	202,61
56,7	-21	50,686	205,69
63	-24	54,081	209,08

**Figura 17.85. Curva de modulación**

## 2.2. Rendimiento de la regulación

Para valorar lo bien o mal que es está regulando una instalación, se va a comparar en todo momento, y para el caudal de funcionamiento, la altura motriz del sistema con la altura mínima necesaria definida por la curva de consigna.

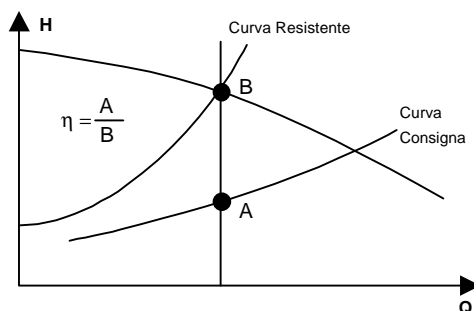
Teniendo en cuenta que el producto de la altura piezométrica de impulsión por el caudal es proporcional a la potencia de impulsión, se define el rendimiento en regulación como el cociente entre la potencia mínima necesaria para satisfacer las demandas en los puntos de consumo,  $P_c$ , y la potencia hidráulica cedida al fluido en la impulsión,  $P_f$ , según el modo de regulación.

$$h = \frac{P_c}{P_f} \quad (17.5)$$

Suponiendo un caudal constante, el rendimiento será la relación de alturas piezométricas de la curva de consigna y de la curva resistente de la instalación. Siguiendo la nomenclatura de la figura

$$h = \frac{A}{B} \quad (17.6)$$

Cuanto más cerca esté la altura de funcionamiento de la altura de consigna para ese mismo caudal, mejor rendimiento habrá, y por tanto mejor se estará realizando la regulación.



**Figura 17.86. Rendimiento de la**

3.

## 4. ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE REGULACIÓN DE UN ABASTECIMIENTO.

Obviamente, el problema de la regulación es tan antiguo como los abastecimientos mismos, de manera que existen diversas soluciones desde hace bastante tiempo. De una manera muy simplificada podemos clasificar la regulación en dos tipos bien diferenciados: mediante depósitos o mediante inyección directa en red.

En abastecimientos de una cierta dimensión lo lógico es contar con varios puntos de alimentación, con lo que es muy posible que existan varios depósitos de regulación y/o varias estaciones de inyección directa. Sin embargo, en abastecimientos pequeños, con un único punto de alimentación, es muy probable que se haya optado por una de las dos opciones.

#### **4.1. La regulación mediante depósitos.**

Sin duda, la solución más frecuentemente adoptada en la mayoría de los abastecimientos de zonas rurales, aunque también puede encontrarse perfectamente en grandes poblaciones, sea la de alimentar la red por gravedad desde uno o más depósitos situados a una cota suficientemente alta de modo que se garantice la presión necesaria en cualquier acometida de la red a cualquier hora del día (incluyendo, por supuesto, las horas de mayor consumo). Naturalmente, estos depósitos deberán ser alimentados desde los lugares de producción (pozos, estaciones depuradoras, etc.) mediante las correspondientes estaciones de bombeo.

Es evidente que los depósitos para la distribución de agua potable constituyen un elemento importante del paisaje, elemento que puede ser muy variable tanto desde el punto de vista funcional como estético.

Desde un punto de vista energético, la utilización de depósitos como fuente de alimentación no es la óptima a causa de la rigidez que tiene este sistema. Esto significa que, una vez construido el depósito, la cota del mismo es un invariable que permanece constante (salvo los pocos metros que varía durante el llenado y vaciado) a lo largo de todas las horas del día y todos los años de su vida útil.

Todo esto implica que la cota deberá ser la suficiente para satisfacer el consumo durante las horas punta, cuando el consumo de agua alcanza su valor máximo. Sin embargo, cuando la demanda sea inferior, la cota estrictamente necesaria para satisfacer la presión mínima en las acometidas será más pequeña pero, obviamente, el depósito no puede bajar y subirse a voluntad, de manera que el sistema de bombeo encargado de llenar el depósito estará utilizando más energía (en definitiva, el coste energético será mayor) de la realmente necesaria. Algo parecido ocurre si pensamos en la vida útil del depósito. La cota a la cual debe construirse el depósito debe estimarse para la situación más desfavorable, es decir, para satisfacer en las condiciones adecuadas el máximo caudal demandado a lo largo de toda la vida útil del depósito. El resto del tiempo el sistema de bombeo estará elevando el agua a una altura superior a la necesaria, con el consiguiente gasto energético.

En cualquier caso, la presencia de depósitos entre la captación, tratamiento, aducción, y la red de distribución de agua (cuya demanda es variable a lo largo del tiempo) tiene fundamentalmente una doble función. Por un lado, el depósito es capaz de asegurar el suministro en el caso de posibles indisponibilidades: una rotura en la aducción, un fallo eléctrico, etc. Desde la perspectiva de la seguridad, hay que decir que la alimentación por gravedad es la que ofrece mayores garantías. Por otro lado, la utilización de depósitos permite el almacenamiento de importantes cantidades de agua.

Las principales ventajas que presenta la regulación mediante de depósitos vienen derivadas precisamente de la posibilidad de almacenar agua. Esta circunstancia permite disponer de una reserva de agua para hacer frente a posibles incendios o averías; permite independizar el caudal consumido en la red de distribución del bombeado, optimizando así el funcionamiento de la estación de bombeo encargada de llenar el depósito (muy importante cuando se trata de bombeo desde pozos); permite aprovechar las tarifas



eléctricas bombeando en las horas donde la energía eléctrica es más barata y almacenando agua para satisfacer la demanda cuando la energía es cara; etc.

Así pues, la fuerte inversión que siempre supone la construcción de un depósito puede verse compensada, por un lado, por el ahorro económico que se logra en las instalaciones situadas aguas arriba, las cuales pueden funcionar con caudal constante y mejor rendimiento o pueden consumir electricidad en horas valle donde la energía es considerablemente más barata. Y, por otro lado, también se consigue un cierto ahorro económico al no ser necesaria la instalación de diferentes elementos para asegurar la alimentación en caso de fallo (por ejemplo, un corte en el suministro eléctrico) o en horas punta (cuando la demanda alcanza los valores máximos).

Junto con la poca eficiencia desde el punto de vista energético a causa de su rigidez (lo cual ya ha sido comentado), otros problemas que plantea la utilización de depósitos son debidos a la necesidad de cota en el terreno. Si no existe cota suficiente, la opción de construir un depósito elevado es muy problemática, fundamentalmente, por dos causas: su excesivo precio para volúmenes un poco grandes y, cada vez más, el enorme impacto ambiental que provocan. Por otro lado, cuando el depósito se construye enterrado o semienterrado, la búsqueda de un emplazamiento a cota suficiente puede alejar excesivamente el depósito de la zona de consumo, con los consiguientes problemas que de ello se derivan.

Otro importante problema que puede plantearse viene causado por el tiempo de permanencia del agua en los depósitos, lo cual afecta de forma directa a la calidad del agua. La solución a este problema consiste en reducir el volumen de los mismos e incrementar la frecuencia de bombeo o, al menos, llevar a cabo un riguroso control de la calidad del agua. En este sentido, los aljibes que tradicionalmente se construyen en los edificios para disponer de una reserva de agua constituyen una solución que debería rechazarse por motivos sanitarios o, en todo caso, debería incrementarse el control sobre los tiempos de retención para asegurar así que el agua consumida cumple unos criterios de calidad aceptables.

No obstante, hay que comentar que la regularidad del suministro eléctrico, la calidad del material electromecánico y sus continuos avances, el mallado de las redes, las consideraciones sobre la calidad del agua y, sobre todo, el ahorro en inversión y en gastos energéticos, han puesto hoy en tela de juicio la necesidad de los depósitos reguladores por gravedad. En cualquier caso, no podemos obviar la existencia de numerosos depósitos en la gran mayoría de los abastecimientos actuales.

#### **4.2. La regulación mediante inyección directa.**

Las estaciones de bombeo para inyectar agua directamente a red, equipadas con grupos de velocidad fija y/o variable, se presentan como una solución alternativa muy interesante a la construcción de depósitos elevados de gran capacidad. La razón principal por la cual la inyección directa puede sustituir a estos depósitos es, o bien que el coste económico de los mismos resulta prohibitivo, o bien que la construcción de un depósito elevado causa un impacto ambiental excesivo en la arquitectura urbana de la ciudad. Así pues, en el caso de ciudades cuya topografía es eminentemente llana, este sistema de abastecimiento resulta frecuente en nuestro país.

Efectivamente, frente a la utilización de depósitos, la otra opción posible es inyectar directamente a red. En este caso, la estación de bombeo suele equiparse con varios grupos escalonados que aspiran desde un depósito común adosado a la casa de bombas, de manera

que aunque a éste se le relega en su papel de dar presión a la red, sigue actuando como depósito de regulación entre el caudal bombeado a la red (función de la demanda) y el caudal elevado desde el lugar de captación o producción (pozos, estaciones depuradoras, etc.).

La inyección directa a red presenta inconvenientes desde el punto de vista de la seguridad, pues si bien la presencia del depósito en la aspiración permite cumplir las exigencias en cuanto a volumen de reserva almacenado, no quedaría en cambio asegurado su transporte hasta la red.

Además, presenta problemas derivados del funcionamiento a pequeños caudales y la complejidad, en algunos casos, de los sistemas de regulación, cuando se quiere elevar el rendimiento de la instalación. Efectivamente, la inyección directa presentaría problemas si el caudal solicitado fuera muy pequeño durante un período prolongado, puesto que las bombas pasarían a trabajar en puntos de rendimientos muy bajos, en condiciones no deseables desde el punto de vista hidráulico. Ello puede solventarse en la práctica instalando o bien un grupo específico para trabajar en tales condiciones, o bien con grupos hidropresores (calderines), o simplemente instalando una válvula de derivación convenientemente tarada.

La solución óptima al problema de la regulación, y la que mejores rendimientos proporciona, consiste en regular la velocidad de giro de las bombas. Variando la velocidad de giro es posible hacer pasar en cada momento la curva motriz por el punto de la curva de consigna correspondiente al caudal solicitado. El número de revoluciones vendrá fijado por un circuito de control convenientemente diseñado.

Frente a los clásicos métodos mecánicos empleados para variar la velocidad (correas, cajas de cambios, acoplamientos electromagnéticos o hidráulicos, etc.), la electrónica de potencia ofrece hoy en día soluciones asequibles que permiten regular la velocidad de giro de un modo continuo actuando, bien sobre la frecuencia de la red (motor de arrastre asíncrono), sobre la energía rotórica (cascada subsíncrona) o sobre la tensión de alimentación (motores de continua).

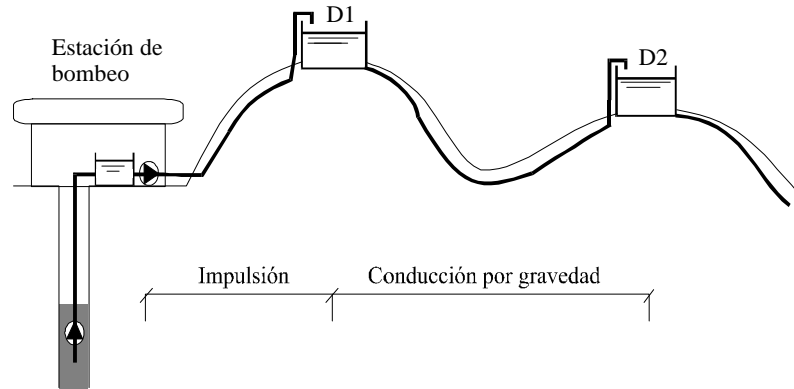
## **5. REGULACIÓN MEDIANTE DEPÓSITOS.**

### **5.1. Clasificación de los depósitos.**

Los depósitos pueden clasificarse, según su localización y función en el sistema de abastecimiento de agua, de la siguiente forma:

- Depósitos de regularización de bombeos (o intermedios).
- Depósitos de distribución.

Los primeros son depósitos intercalados en el sistema de aducción que tienen por misión servir de “volantes de regularización” a los diferentes regímenes con que funciona dicho sistema, pudiendo regularizar las transiciones entre un sistema elevador y un tramo de aducción gravitatoria (Figura 17.8), o viceversa, entre una estación de tratamiento y el anterior o posterior tramo aductor, etc.

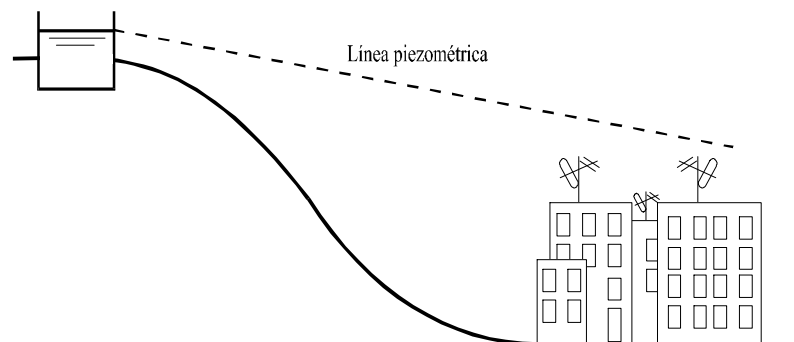


**Figura 17.8. Esquema de una aducción mixta con depósito intermedio.**

Por otro lado, los llamados depósitos de distribución son aquellas instalaciones de almacenamiento de agua que alimentan directamente a las redes de distribución. Dentro de los depósitos de distribución pueden encontrarse:

- Depósitos de distribución en cabecera.
- Depósitos de compensación y de cola.
- Torres de presión.
- Recipientes a presión (calderines).

El ejemplo más típico lo constituye el depósito de distribución en cabecera. Estos depósitos suelen estar localizados aguas abajo de la aducción y en cabecera de la red de distribución a la cual deben abastecer (Figura 17.9).



**Figura 17.9. Depósito de distribución en cabecera.**

Por lo que se refiere a su disposición sobre el terreno, los depósitos pueden clasificarse en:

- Enterrados: Cuando el depósito se construye en su totalidad por debajo del nivel del terreno.
- Semienterrados: Cuando parte del depósito está enterrado y el resto sobre la superficie del terreno.
- Superficiales: Cuando todo el depósito se encuentra sobre la superficie del terreno.
- Elevados: Cuando el depósito es construido a una cierta altura sobre el terreno.

Los tres primeros se construyen cuando la cota del lugar de emplazamiento lo permite. Los depósitos enterrados tienen la ventaja de resultar bien aislados térmicamente, con lo que

el agua se mantiene a temperatura prácticamente constante, y el inconveniente de hacer más difícil y costosa la entrada y salida de tuberías y desagües. Otra ventaja que cada vez cobra mayor importancia es el menor impacto ambiental que provocan estos depósitos. Los depósitos semienterrados y superficiales son más fáciles de construir y vigilar, pero es preciso, casi siempre, dotarlos de un aislamiento térmico eficaz. Finalmente, los depósitos elevados se imponen cuando la topografía del terreno lo exige al no tener suficiente cota. Los principales inconvenientes de este tipo de depósitos son su elevado coste y el problema del impacto ambiental.

En cuanto a la forma que presenta el vaso del depósito, ésta puede ser muy diversa, sobre todo cuando el depósito es elevado, puesto que entonces cobran gran importancia los aspectos estéticos. Podemos encontrarnos con depósitos de forma paralelepípedica, hexagonal, octogonal, cilíndrica, troncocónica, esférica, esferoidal, toroidal, etc.

De todas ellas, las formas más empleadas por su sencillez constructiva son la paralelepípedica y la cilíndrica. Otras formas, como la esférica, presentan ventajas estructurales que se traducen en menores espesores de pared, pero con el obvio problema a la hora de su construcción.

### 5.2. Emplazamiento de los depósitos.

Cuando la forma del terreno que circunda la población a abastecer es relativamente plana, el depósito de almacenamiento a instalar tendrá que ser forzosamente del tipo elevado o, en caso contrario, deberá buscarse otro tipo de solución. Sin embargo, cuando la topografía del terreno circundante presenta cotas suficientemente elevadas, el emplazamiento de este depósito vendrá condicionado por la forma de dicho terreno.

A modo de introducción, vamos a analizar un primer caso en el que supondremos que el terreno es plano y se tiene la fuente de suministro (pozo, estación depuradora, etc.) a una distancia  $L$  de la población a abastecer. En principio, la ubicación del depósito puede ser en el centro de gravedad de la población, a la salida misma de la fuente de suministro, o en cualquier posición intermedia.

Si la presión mínima necesaria en el punto más desfavorable de la población es  $H$  y el depósito está situado junto al consumo, la bomba deberá proporcionar a su salida una presión  $H + jL$ , siendo  $j$  la pérdida de carga unitaria en la tubería de impulsión por la cual va a circular el caudal demandado  $Q$ . En estas condiciones, la cota de solera del depósito deberá estar como mínimo a una altura  $H$  sobre el nivel del terreno.

Para el otro caso extremo, si el depósito se sitúa junto a la fuente de suministro, por la tubería que lleva el agua hasta la población ya no circulará el caudal de impulsión, sino el consumido. Si suponemos que en las horas de consumo punta el caudal demandado es  $2Q$  y, además, que en ese momento la altura de presión necesaria en la población debe ser  $H$ , manteniendo la tubería con el mismo diámetro que en el caso anterior, la pérdida de carga que se tendrá será  $4jL$ . Lógicamente, este aumento en las pérdidas de carga es debido a que son proporcionales al cuadrado del caudal. En estas circunstancias, el depósito deberá instalarse a una altura mínima sobre el terreno  $H + 4jL$  siempre que se mantengan las características de la tubería que discurre entre la fuente de suministro y la población. Esta altura puede ser menor si se aumenta el diámetro de la tubería que lleva el agua a la población puesto que se reducirán las pérdidas de carga.

En resumen, si se pretende alejar el depósito de la población manteniendo la misma presión en la red, ello se consigue o bien construyendo el depósito a una cota más alta, o bien aumentando el diámetro de la tubería que une el depósito y la población. Queda claro, pues, que la solución más económica y la que proporciona mayor uniformidad en las presiones

consiste en situar el depósito en el centro de gravedad de la población. En cualquier caso, en numerosas ocasiones, por razones estéticas o de otra índole, el depósito se construye en otros emplazamientos.

Así pues, el punto de vista general que acaba de plantearse puede ser modificado en función de las condiciones particulares de cada caso. Por ejemplo, cuando en las proximidades de la población a abastecer existen cotas del terreno suficientemente elevadas, puede ser muy interesante construir un depósito semienterrado emplazado en el lugar con la cota adecuada. Esta solución siempre será más económica que la instalación de un depósito elevado, el cual tiene un coste muy elevado, junto al centro de consumo.

### **5.3. Cota de los depósitos.**

Una de las funciones primordiales de todo depósito en la red de distribución es proporcionar a los abonados una presión suficiente en todo momento, incluso en las horas punta de consumo. El emplazamiento del depósito será, pues, compatible con esta exigencia. Bajo esta premisa, la cota de solera del depósito deberá estar situada a un nivel igual o superior a la altura piezométrica más elevada exigida por la red.

Lógicamente, la cota necesaria para el emplazamiento del depósito ha de tener en cuenta, no solamente los desniveles geométricos, sino también las pérdidas de carga en la red de distribución. Si se evalúa en una primera aproximación la pérdida de carga entre el depósito y el punto de mayor altura piezométrica a abastecer, se dispondrá del valor aproximado de la cota donde habrá de ser situado el depósito. Posteriormente, la topografía del terreno circundante determinará el tipo de depósito a instalar (depósito elevado, semienterrado, etc.).

La fijación definitiva de la cota de solera del depósito vendrá condicionada, además, por la expansión futura de la población. Esta expansión obligará a un crecimiento de la red de distribución, lo cual va a reportar un aumento en las pérdidas de carga al incrementarse los caudales demandados. En consecuencia, el depósito se deberá instalar algunos metros más elevado que la cota determinada por las consideraciones anteriores.

En el supuesto de que las diferentes zonas a abastecer se encuentren a cotas muy distintas, puede ser una buena solución utilizar rebombeos para llevar el agua a las zonas más altas, en lugar de colocar el depósito a una cota excesivamente elevada de forma que sea capaz de satisfacer la demanda de las zonas altas pero con un exceso de presión para las zonas más bajas, energía que habría que disipar de alguna forma.

### **5.4. Características constructivas y elementos auxiliares.**

En cuanto a la forma del depósito, teóricamente, la mejor desde el punto de vista hidráulico es la que para el mismo volumen da el menor perímetro o la menor superficie mojada. Esto se consigue con depósito de forma esférica. Pero, obviamente, la construcción de un depósito esférico es difícil y costosa. Por ello, las formas más usadas son la cilíndrica y la paralelepípedica, dependiendo su elección en cada caso de muchas circunstancias.

El depósito de forma esférica presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen dado y tiene la ventaja de que está sometido a esfuerzos de compresión y tensión simples, lo cual se traduce en la necesidad de menores espesores de pared. Su principal inconveniente estriba en aspectos de carácter constructivo, lo cual para depósitos de hormigón armado obliga a encofrados de costos muy elevados. Sin embargo, sus características estructurales ya comentadas la hacen muy recomendable en el caso de depósitos a presión.

Una de las formas más habituales es la cilíndrica. En los depósitos de forma cilíndrica, las paredes laterales se encuentran sometidas a esfuerzos de tensión simple y presentan por

ello ventajas estructurales, pero también presentan inconvenientes a la hora de su construcción.

En los depósitos con forma de paralelepípedo, debido a sus formas rectas, aparecen momentos que obligan a espesores mayores y refuerzos también mayores. Sin embargo, esta forma (donde únicamente hay paredes rectas) reduce considerablemente los costos de construcción, lo cual hace que sea una de las más utilizadas.

Otras posibles formas que reducen los momentos por empuje del agua manteniendo las paredes rectas son aquéllas que tienden a la forma cilíndrica, como pueden ser los hexágonos, octógonos, etc.

En cuanto a la altura de los depósitos, la conveniencia de disminuir en lo posible la superficie mojada, daría como resultado adoptar depósitos con una gran altura de agua. Al aumentar esta altura, aumenta también la presión que ha de soportar el depósito, con lo que se complica y encarece su construcción. En la práctica, la altura del agua en grandes depósitos no suele pasar de los 6 metros, y en depósitos pequeños o medianos no suele exceder los 3 ó 4 metros de altura.

También hay que remarcar la creciente importancia que, para una adecuada selección de la ubicación y tipología de los depósitos, presentan las consideraciones referentes a la inclusión de estos elementos en su entorno, lo cual cada día pesa más a la hora de decidirse por una determinada solución.

Bajo este criterio, la selección de un depósito enterrado no supone, visualmente, ninguna intrusión en el paisaje circundante, razón por la cual éste puede constituir una buena solución cuando ello sea posible. Así pues, es necesario tomar sistemáticamente en consideración la posibilidad de diseñar depósitos enterrados o semienterrados, que presentan una buena integración con el paisaje, cuyos costos son moderados, y que no plantean problemas de accesibilidad a los equipos de mantenimiento.

La necesidad de ocupar superficies reducidas sin acudir a grandes excavaciones ni a soluciones en altura, en el caso de terrenos llanos, puede soslayarse sin excesivos problemas económicos por la posibilidad, muy extendida en otros países, de adoptar depósitos a presión mediante la inyección de aire comprimido, de forma absolutamente similar a las soluciones adoptadas para los depósitos individuales de los edificios.

En cualquier caso, sea del tipo que sea el depósito, un aspecto importante que no debe olvidarse nunca es la seguridad del mismo y la protección con vallas y alarmas para prevenir un posible intrusismo no deseado.

Además, en todo depósito podemos encontrarnos una serie de elementos diversos, tales como: muros de recinto, tabiques divisorios, solera, cubierta, cámara de llaves, entrada o entradas de agua, toma o tomas de agua, desagües para vaciado y limpieza, rebosadero, aparatos de medida y regulación, ventilación, impermeabilización, sistemas de cloración y medición de cloro, etc.

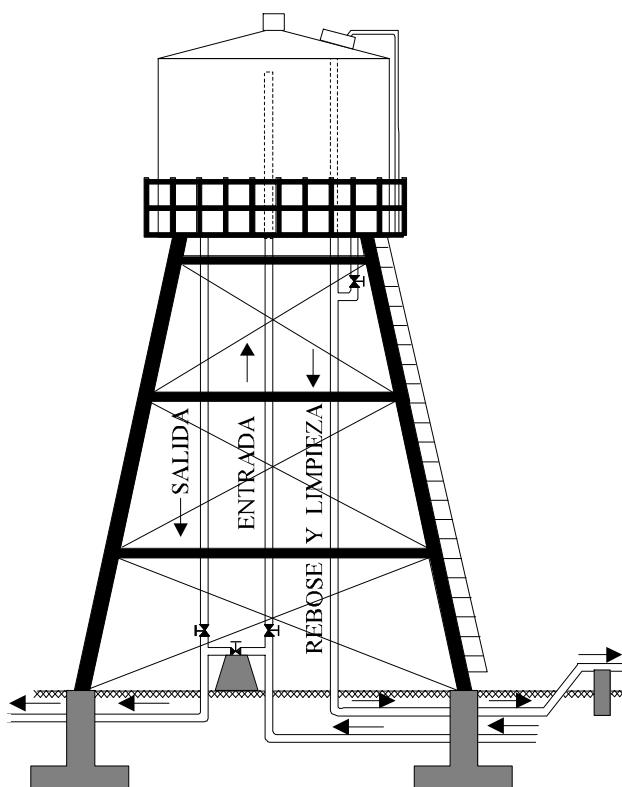
La finalidad de los muros de recinto es confinar el agua en el interior del depósito, soportando las presiones que el agua ejerce sobre ellos. La forma de estos muros suele ser de sección trapezoidal (de menor espesor al aumentar la altura del muro), puesto que tienen que aumentar su resistencia a la presión del agua al aumentar la profundidad de ésta. Pueden construirse con cualquier material resistente, ladrillo, mampostería, hormigón hidrófugo, etc., si bien esta última solución, con el adecuado revestimiento en función del carácter que se le desee imprimir, es la más recomendable. Cuando se trate de un depósito a presión es recomendable el uso de cerramiento en acero galvanizado.

Por otro lado, exceptuando los depósitos muy pequeños, todos disponen de tabiques divisorios (uno al menos), cuya finalidad es la de separar una reserva de agua, contener aguas de distintas procedencias, convertir el depósito en una bipartición de volumen, etc., de forma que se pueda permitir la limpieza por partes, el filtrado o decantación del agua antes de su consumo, etc. Al igual que los muros de recinto, sus formas de construcción y materiales empleados son muy variados, pero entre todos ellos uno de los más empleados, por sus posibilidades de diseño y resistencia, es el hormigón armado, el cual debe protegerse mediante productos bactericidas y protectores que impidan su siempre posible corrosión.

Las soleras son un elemento muy delicado en la construcción de un depósito, al que no suele prestársele suficiente atención. Es preciso asegurarse de que su estanqueidad sea perfecta, ya que pueden producirse fugas importantes que no son fáciles de detectar. Suelen construirse de hormigón en masa o armado y es condición imprescindible que dispongan de una pequeña pendiente que permita la circulación del agua para una correcta limpieza del depósito. Aunque las diferencias de temperatura no son muy grandes cuando el depósito se encuentra lleno, hay que prever con atención las juntas de dilatación necesarias y construirlas con pendiente suficiente hacia el desagüe, de modo que éste pueda realizarse correctamente.

Las cubiertas de los depósitos pueden considerarse divididas en abovedadas y planas, constituyendo su principal característica el que sean de la menor superficie posible. Debido a la acción solar y a los efectos de la lluvia y del frío, éste es el elemento del depósito que más puede afectar a la temperatura del agua contenida en su interior así como generar fisuraciones y problemas de mantenimiento, especialmente cuando se trata de un depósito elevado. Dentro de su adecuada misión resistente conviene que sea del menor peso posible y siempre supone un considerable encarecimiento de la construcción. Actualmente, las soluciones prefabricadas, por su rapidez de colocación y fiabilidad de comportamiento, son las preferidas para la constitución de este cerramiento.

Es importante tener en cuenta la posible formación de aguas de condensación, muy activas químicamente, en la cara interior de las cubiertas por lo que, además de su eventual aislamiento, es obligada la colocación de aberturas de ventilación con su correspondiente protección antipájaros, para permitir la eliminación de estas condensaciones y evitar así los problemas que pueden provocar.



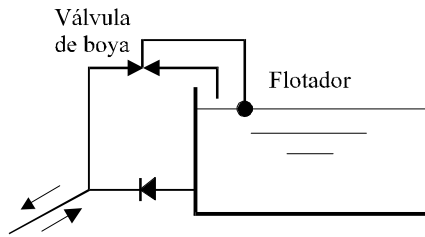
**Figura 17.10. Algunos elementos auxiliares de un depósito elevado.**

Son raros, incluso en depósitos de pequeño tamaño, los que carecen de un pequeño local anexo al mismo en el que se prevé tanto la penetración de las diversas conducciones como un eventual acceso al propio depósito, eliminándose de esta manera los accesos superiores al mismo. Son las cámaras de llaves, lugares en donde se montan todos los elementos necesarios para manejar la entrada y salida de agua, la limpieza y el desagüe de los depósitos, así como la realización de los análisis y la disposición de los elementos de medida, e incluso proceder a la cloración del agua.

Para impedir que lleguen a las tuberías de descarga cuerpos que pudieran obstruirlas, se suele colocar a la entrada de las mismas un filtro grueso, e incluso ocasionalmente válvulas de retención, que permiten el movimiento del agua en un solo sentido. Al proyectar la cámara de llaves de un depósito es preciso haber previsto el plano general de la red de manera que las uniones se hagan con el menor número posible de llaves y de piezas de enlace pero, en cualquier caso, es muy deseable que las mismas se encuentren duplicadas con el objeto de evitar problemas ante una posible deficiencia en el funcionamiento de la instalación.

Respecto a la entrada del agua en los depósitos, siempre que sea posible, debe hacerse por la parte alta de los mismos, salvo en el caso de que la tubería de entrada y salida sea la misma como sucede por ejemplo en los depósitos de compensación y de cola. Una posible configuración para este último caso se muestra en la Figura 17.11.

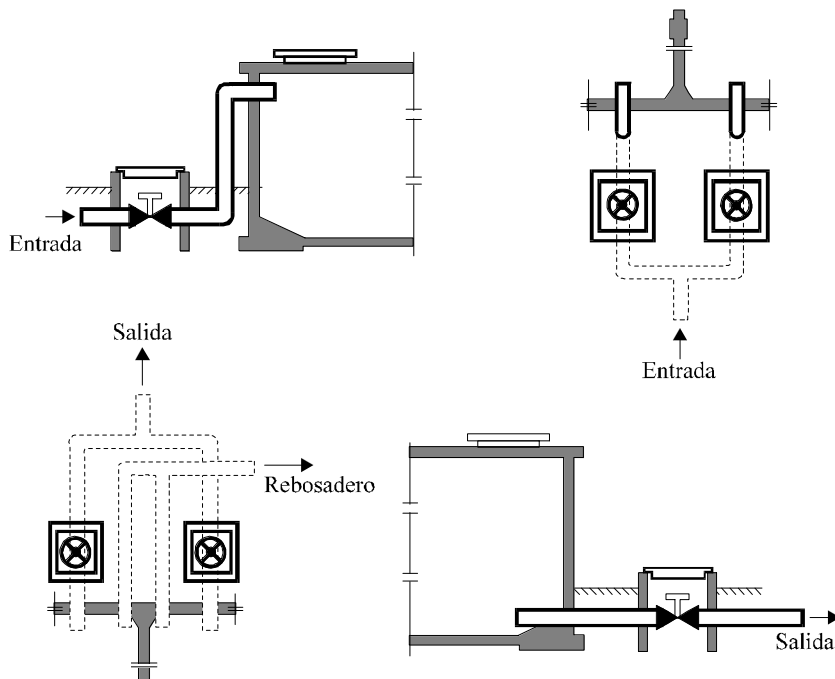




**Figura 17.11. Entrada y salida por una conducción única.**

Si la tubería de entrada al depósito está situada por la parte superior se consigue que la bomba trabaje siempre en el mismo punto de funcionamiento lo cual es siempre aconsejable, aunque por otro lado se estará dando al agua una altura piezométrica mayor de la estrictamente necesaria de forma que parte de esta energía está siendo desaprovechada con la consiguiente ineficiencia energética. Para prevenir el efecto de socavamiento, o el ruido que puede producir el agua a la entrada, se acostumbra a construir unos escalones en dicho punto que aminoren o destruyan estos efectos.

Si la tubería de conducción es forzada, y la presión suficiente, la entrada de agua puede disponerse por arriba o por abajo, pero es siempre imprescindible que exista una circulación continua de agua sin zonas muertas. Para ello, es recomendable que los orificios de entrada y salida se encuentren diametralmente opuestos o, al menos, separados de manera importante de forma que el recorrido del agua dentro del depósito sea lo mayor posible. En caso contrario, nos encontraríamos con zonas del depósito donde el agua no se renovarían y este estancamiento sería muy perjudicial para la calidad del agua.



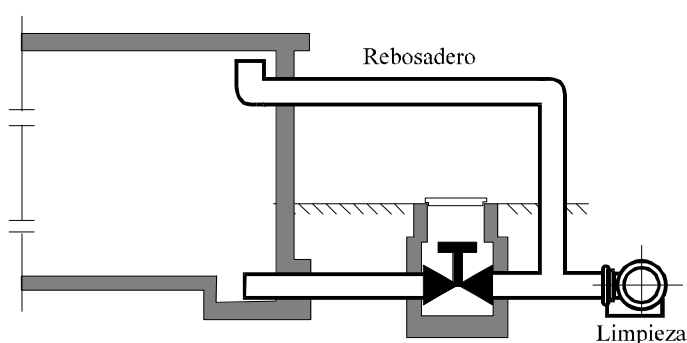
**Figura 17.12. Tuberías de llegada y salida en un depósito.**

En cuanto a la toma o tomas de agua deben realizarse siempre partiendo del nivel inferior del depósito. Conviene, no obstante, que alrededor de su boca el fondo del depósito

tenga zonas ligeramente más bajas, para que se depositen en ellas las posibles partículas sólidas.

Debe preverse también una tubería de desagüe, que parte de la zona más baja del depósito, y que se utilizará para la limpieza y evacuación de sólidos y suciedades que pudieran establecerse en el fondo.

Otro elemento que no debe faltar en cualquier depósito es el rebosadero, esto es, una tubería que parte del nivel máximo del depósito y que conduce el exceso de agua hacia algún lugar predeterminado (cauce natural, alcantarillado, etc.) con el objeto de evitar el desbordamiento en el supuesto de que los dispositivos de control fallen y continúe llegando agua al depósito cuando éste está totalmente lleno.



**Figura 17.13. Tubería de vaciado y rebosadero.**

Para evitar que esto suceda, un accesorio imprescindible en todo depósito es un dispositivo que corte la entrada de agua cuando el depósito se ha llenado hasta el nivel máximo admisible. Este dispositivo puede ser simplemente una válvula de boya que, como su nombre indica, es una válvula de cierre de la conducción accionada por un flotador que cierra dicha válvula al alcanzarse el nivel máximo.

La válvula de boya puede ser todo/nada o proporcional. La válvula todo/nada cerrará totalmente cuando se alcance el nivel máximo y abrirá totalmente cuando se alcance el nivel mínimo. Es importante tener siempre presente que el cierre de la válvula debe ser suficientemente lento como para evitar un golpe de ariete que podría ser perjudicial para la aducción. Por otro lado, en el caso de tratarse de una válvula proporcional, ésta cerrará parcialmente en función del nivel de agua en el depósito: cuanto mayor sea el nivel de agua, mayor será el cierre de la válvula disminuyendo así el caudal que entra al depósito.

Cuando la entrada al depósito se realiza por la parte inferior del mismo, la válvula de boya puede sustituirse por una válvula de altitud. Al igual que la válvula de boya también puede ser una válvula todo/nada que cerrará o abrirá totalmente cuando se alcancen unos ciertos niveles de agua en el depósito, o una válvula proporcional que cerrará parcialmente en función del nivel de agua. Además, dicha válvula puede actuar a la vez como válvula de retención.

Otros accesorios que se encuentran normalmente en los depósitos son los denominados aparatos de regulación y medida. Estos dispositivos están encaminados a conocer en cada momento el agua almacenada y a controlar y dirigir la cantidad de agua que entra y sale del depósito. Para conocer la cantidad de agua que en cada momento contiene el depósito, se han usado tradicionalmente los manómetros de presión y los tubos de nivel, los cuales permiten observar desde el exterior la altura de agua en el interior del depósito. Estos tubos de nivel pueden ser simples (de observación directa) o trasladar sus indicaciones a un cuadro de control a distancia y dejar registradas estas indicaciones de la altura de agua en el depósito.

y, por lo tanto, como es conocida la superficie, queda registrado el volumen de agua almacenada en cada momento. Actualmente, los modernos sistemas de teletransmisión en continuo permiten realizar cómoda y centralizadamente estas mediciones.

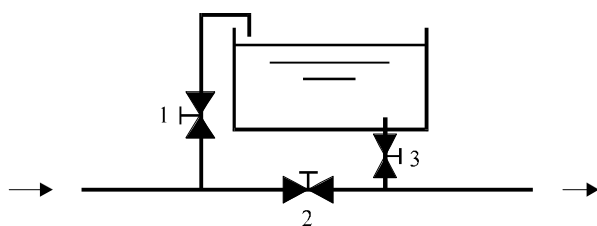
También es muy interesante conocer la cantidad de agua que sale del depósito. Para ello, suele colocarse un contador en la tubería de salida que mida el volumen de agua. Además, este contador puede disponer de un emisor de impulsos que mande la señal al centro de control del abastecimiento. La calidad de la información puede mejorarse con la colocación de un caudalímetro, el cual nos permite conocer el caudal instantáneo que sale del depósito en cada momento.

En cuanto a la impermeabilización del depósito ya se ha comentado algo al describir cómo deben ser las soleras. Es importantísimo que la impermeabilidad de un depósito sea buena, tanto por lo que se refiere a evitar las pérdidas de agua por fugas en el mismo como para evitar las posibles entradas de agua desde el exterior que pudieran contaminar el agua almacenada.

De la ventilación necesaria en todo depósito, de la que ya se ha hablado al comentar las posibles condensaciones en la cubierta, hay que decir además que, debido a la función que cumple el depósito, éste se encuentra constantemente sometido a variaciones importantes del nivel de la lámina de agua que contiene, y esas entradas y salidas de agua exigen que esté asegurada una salida o entrada de la misma cantidad de aire. Para ello, es preciso disponer una comunicación del interior del depósito con el aire exterior. En esta comunicación deben tomarse las precauciones necesarias para que no puedan introducirse por ella aguas indeseables, ni insectos, etc.

Para finalizar, podemos comentar también algunos otros dispositivos especiales que podemos encontrarnos en los depósitos.

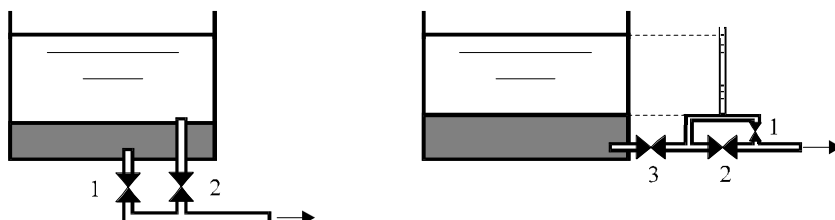
En primer lugar, es recomendable instalar un by-pass entre la aducción y la tubería de distribución. Para el caso de indisponibilidad (por ejemplo, limpieza si el depósito no está dividido) o reparación del depósito, es aconsejable disponer de una comunicación entre la entrada y la salida del depósito, de forma que pueda inyectarse agua directamente a la red sin necesidad de utilizar el depósito. Una forma muy sencilla de realizarlo se muestra en la Figura 17.14 donde, en condiciones normales, la válvula 2 estará cerrada y el depósito cumplirá su función. En caso de necesidad, se cerrarán las válvulas 1 y 3 para limpiar o reparar el depósito, y abriendo la válvula 2 podremos alimentar el sistema directamente sin utilizar el depósito.



**Figura 17.14. By-pass entre la aducción y la tubería de distribución.**

Otro aspecto a tener en cuenta es la materialización de la reserva de agua para el supuesto de una avería o incendio. Generalmente, es necesario mantener en el depósito un cierto volumen de agua de reserva para el caso de avería o incendio, de manera que este volumen no deberá ser utilizado en condiciones normales.

Una disposición muy sencilla sería la mostrada en la Figura 17.15a, de tal forma que en caso de necesitarse el volumen de reserva tan solo hay que abrir la válvula 1. El gran inconveniente que presenta esta solución es que, salvo en el caso de alimentar el depósito por el fondo, existe toda una zona de agua estancada con todos los posibles problemas que ello conlleva.



**Figura 17.15. Materialización de la reserva de incendio.**

Para solventar este problema, una solución mejor es la mostrada en la Figura 17.15b, es decir, colocando en la tubería de salida un sifón que se descebará cuando el nivel del agua descienda por debajo de un determinado valor. En condiciones normales, la válvula 1 estará abierta mientras que la 2 permanece cerrada. Si el nivel en el depósito desciende por debajo del nivel de referencia, el sifón se descebará gracias al tubo piezométrico que lo comunica con la atmósfera y el volumen de reserva no podrá ser utilizado. Cuando se produzca la avería o el incendio, simplemente abriendo la válvula 2 puede disponerse de este volumen de reserva. Con esta disposición se garantiza la continua renovación del agua en el interior del depósito.

## 5.5. Depósitos intermedios.

### 5.5.1. Algunas disposiciones típicas.

Una disposición típica de un depósito intermedio es la mostrada en la Figura 17.8. Desde la captación o estación depuradora se impulsa agua a un depósito intermedio a partir del cual se abastecerá el depósito de distribución, siendo este último el encargado de satisfacer una cierta demanda.

El funcionamiento del depósito intermedio es sencillo. El depósito va llenándose hasta llegar a un nivel máximo de referencia. Cuando llega a este máximo, la válvula de boya cerrará (no demasiado bruscamente para no provocar efectos indeseables) y hará que las bombas paren, bien por alguna señal eléctrica, bien porque al trabajar a caudal nulo la presión aumentará y puede haber un presostato que sea el encargado de dar la orden de parar. De forma similar, cuando se alcance un nivel mínimo de referencia, las bombas se pondrán en marcha y el depósito comenzará a llenarse.

Un problema que puede presentarse es la parada accidental de las bombas, por un fallo en el suministro eléctrico por ejemplo. En este caso podría vaciarse por completo el depósito intermedio y llenarse de aire la conducción con todos los problemas que de ello se derivan. Para evitar esta situación sería necesario algún tipo de control de forma que al alcanzarse un mínimo en el depósito (por supuesto, por debajo del nivel que da la orden de arranque de las bombas), las válvulas aguas abajo del mismo cerraran y se anulara el consumo.

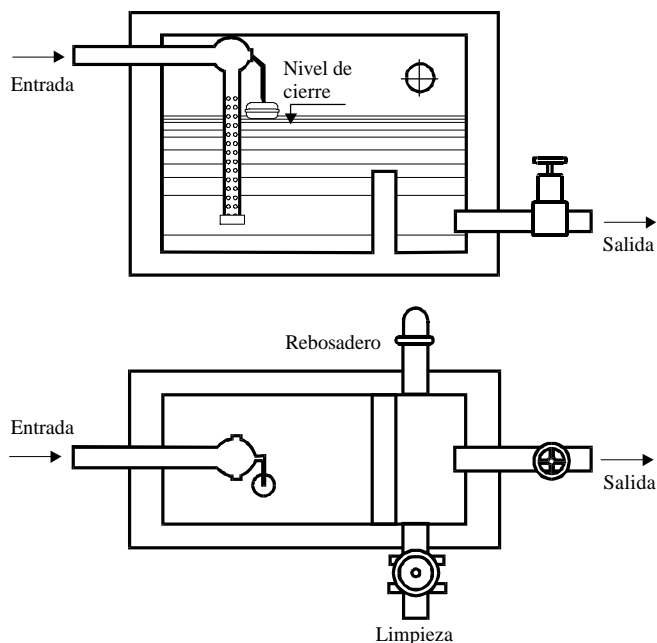
Una solución muy interesante para minimizar la inversión en el depósito es trabajar con bombas de velocidad variable. En este caso el tamaño del depósito será mucho menor puesto que la función de estas bombas será mantener el nivel en el depósito constante, lo

cual significa que las bombas variarán su velocidad de giro para dar en todo momento el caudal consumido aguas abajo del depósito.

Otro ejemplo, muy habitual, de depósito intermedio es cuando se trata de un bombeo a partir de un pozo y para no impulsar directamente desde él, se construye un depósito intermedio junto a la salida del mismo. Las bombas sumergidas bombean agua a este depósito intermedio (trabajando a altura y caudal constantes, con buenos rendimientos) y después otras bombas serán las encargadas de impulsar el agua hasta los consumos. El volumen de este depósito intermedio deberá ser suficiente para que las bombas sumergidas de pozo no arranquen y paren un número excesivo de veces, siendo éste el criterio con el que se dimensionará.

Lógicamente, dicho depósito intermedio tendrá un nivel superior que hará parar las bombas del pozo y un nivel inferior que las pondrá en marcha. Además de estos dos niveles, deberá disponer de otra señal en un nivel todavía inferior, de forma que cuando exista algún problema y se alcance este nivel, se produzca la parada de las bombas de la impulsión para evitar así el vaciado total del depósito intermedio.

Por último, es interesante comentar algo sobre los depósitos rompecarga, los cuales constituyen un caso particular de depósitos intermedios. Las cámaras de pérdida de carga se utilizan con frecuencia en conducciones por gravedad en las que existe un desnivel excesivo. Estas cámaras (Figura 17.16) no son más que pequeños depósitos intermedios en los que una parte de la energía del flujo es disipada a la entrada, dando así origen a una pérdida de carga localizada. La energía restante es transformada en energía potencial con una nueva cota de partida para el tramo restante de la conducción.



**Figura 17.16. Cámara de pérdida de carga.**

Es muy importante a la hora de diseñar un depósito rompecarga tener en cuenta algún tipo de dispositivo, por ejemplo tabiques de separación, para que el flujo de entrada no perturbe el flujo de salida, impidiendo así la entrada de aire, etc.

#### 5.5.2. Capacidad de los depósitos intermedios.

La cuantificación del volumen de regulación necesario en este tipo de depósitos se realiza teniendo en cuenta que el depósito deberá tener una capacidad correspondiente al

período de funcionamiento más desfavorable, esto es, deberá regularizar un volumen de agua correspondiente a la mayor diferencia entre el volumen de agua que entra al depósito y el que sale. En definitiva, los depósitos de regularización del transporte deberán tener por lo menos la capacidad necesaria para el funcionamiento normal, la cual se evalúa a partir de la diferencia de caudales en las tuberías de entrada y salida del depósito y de la duración del período durante el cual se verifica esa diferencia de caudales.

En el supuesto de que la alimentación se efectúe por bombeo durante las 24 horas del día y la salida del depósito se realice también a lo largo de las 24 horas, el caudal entrante es en todo momento igual al caudal saliente y, por tanto, la capacidad necesaria teórica sería nula. Pero, hay que tener en cuenta que el depósito D1 (Figura 17.8) es un depósito intermedio cuya misión fundamental es mantener siempre llena la conducción por gravedad, aún en el supuesto de que eventualmente la impulsión aguas arriba del depósito sea interrumpida.

En el caso de una parada accidental de las bombas por avería o corte en el suministro eléctrico, dejaría de llegar agua al depósito intermedio y éste comenzaría a vaciarse. Para evitar el vaciado completo del depósito con la consiguiente entrada de aire en la conducción, a la entrada del depósito D2 deberá existir una válvula de cierre que se accionará en el momento de la parada de los grupos de bombeo, ya sea de una manera telemática o bien manualmente.

La capacidad mínima que debe tener el depósito D1 para evitar su vaciado completo se deberá calcular en función del caudal de régimen  $Q_0$  que circule por la conducción por gravedad, del tiempo de cierre  $t_c$  de la válvula y de la ley de cierre de la misma. En cualquier caso, el tiempo de cierre deberá ser suficientemente largo para limitar en lo posible los efectos del golpe de ariete que se manifestará en la conducción por gravedad, habida cuenta de la gran longitud que ésta va a presentar.

Durante el funcionamiento en régimen de la instalación, el nivel del depósito intermedio permanecerá constante (siempre que el caudal entrante y saliente coincidan) siendo lo más elevado posible. A partir de la parada de los grupos de impulsión, el depósito intermedio D1 comenzará a vaciarse a la vez que la válvula a la entrada del depósito D2 inicia su maniobra de cierre. Si suponemos que la ley de cierre de esta válvula provoca una variación parabólica del caudal en la tubería por gravedad, al cabo de un tiempo  $t$  a partir de la parada de las bombas el caudal saliente del depósito D1 será:

$$Q = Q_0 \left( 1 - \frac{t^2}{t_c^2} \right) \quad (17.5)$$

El volumen de agua que sale del depósito durante un tiempo  $dt$  será:

$$dV = Q_0 \left( 1 - \frac{t^2}{t_c^2} \right) dt \quad (17.6)$$

e integrando esta expresión entre 0 y  $t_c$  se obtiene el volumen mínimo que debe tener el depósito intermedio D1 para impedir su vaciado durante la maniobra de cierre:

$$V_{D1} = \int_0^{t_c} Q_0 \left( 1 - \frac{t^2}{t_c^2} \right) dt = \frac{2}{3} Q_0 t_c \quad (17.7)$$

En algunos casos, el inicio del cierre de la válvula puede llevar un cierto retraso respecto del momento de la parada de los grupos de bombeo, con lo que la capacidad del depósito D1 deberá ser algo mayor del valor " $D_1$ " indicado anteriormente.

### 5.6. Depósitos de regulación en cabecera de la red.

Los depósitos de regulación en cabecera de la red son aquellos que alimentan directamente a las redes de distribución. Estos depósitos de distribución deben tener, por lo menos, la capacidad resultante de sumar al volumen necesario para el funcionamiento normal (volumen de regulación), el que se estima necesario para hacer frente a la más importante de las siguientes condiciones de funcionamiento extraordinario: averías en la alimentación o incendio (volumen de reserva).

A menos que el sistema de alimentación de un depósito asegure el transporte de un volumen diario igual o superior al consumo máximo diario que demanda la red, se hace necesario disponer de una cierta cantidad de reserva para poder satisfacer las horas, el día, o los días en los que el consumo sea superior a la alimentación. Dicho de otra forma, el volumen de agua necesario para el funcionamiento normal debe hacer frente a variaciones del consumo las 24 horas de cualquier día del año.

Esto significa que si la aducción se dimensiona para el día de mayor consumo del año, el depósito sólo tendrá que regularizar el caudal horario del día de mayor consumo. Sin embargo, si la aducción se dimensiona con un factor de punta inferior, por ejemplo, para el caudal medio del mes de mayor consumo, la capacidad de regularización será la suma de dos factores referentes, respectivamente, a la regularización del caudal horario del día de mayor consumo y del caudal diario del mes de mayor consumo. De este modo, sería posible reducir el caudal de diseño de una aducción y, en consecuencia, su diámetro, a costa de un aumento en las reservas (volumen del depósito). Esta solución puede tener particular interés cuando la aducción sea muy larga, siendo su coste una contribución preponderante en los costes globales del sistema. La elección final debería estar fundamentada en un estudio económico donde se comparen diversas soluciones.

De las consideraciones anteriores se concluye que para calcular, en el caso más general, la reserva necesaria para el funcionamiento normal del depósito será necesario conocer la evolución diaria de consumos a lo largo de todo el año. A la vista de esta dificultad y además porque una regularización estacional, o incluso semanal, dará origen, casi siempre, a unos volúmenes excesivos, normalmente la regularización se efectúa para un período diario.

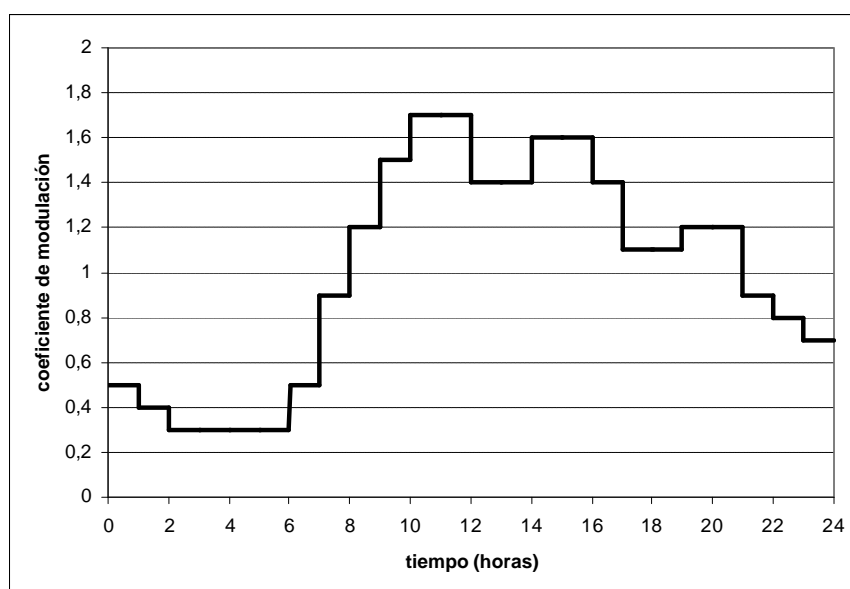
El problema de la cuantificación de la capacidad de regularización necesaria para atender las variaciones horarias de la distribución de agua en el día de mayor consumo del año se podrá resolver cuando se conozca, por un lado, el funcionamiento de la aducción (aportaciones al depósito) y, por otro, la curva de consumos referente a ese día en cuestión (diagrama de consumos diario).

Respecto de las instalaciones situadas aguas arriba del depósito, su régimen de funcionamiento puede ser continuo o bien limitado únicamente a una ciertas horas del día, por ejemplo, las horas valle del precio de la energía eléctrica, lo cual depende del tipo de tarifa contratada. En este último caso el caudal de diseño del sistema deberá ser, lógicamente, mayor que el caudal medio del día de mayor consumo, con lo que el diámetro de la conducción deberá ser mayor, y además, el tamaño del depósito también será mayor, puesto que se requiere un volumen de regulación más grande. Sin embargo, este incremento en la inversión inicial puede compensarse con el ahorro en energía eléctrica al no funcionar las bombas durante las 24 horas del día.

En lo que concierne al caudal de salida es necesario conocer, como se ha indicado anteriormente, el diagrama de consumos correspondiente al día de mayor consumo. Sin embargo, en la mayor parte de los casos, no es posible conocer tal curva, ya sea porque normalmente se va a proyectar un sistema de abastecimiento de agua nuevo o porque la determinación de una curva de consumos diarios obtenida a partir de una zona o red de características consideradas como semejantes no es posible.

Esta dificultad hace que la gran mayoría de los proyectistas adopten una ley de consumos ficticia, en la que se supone que el volumen del día de mayor consumo se distribuye uniformemente en un período limitado del día (por ejemplo, durante 9 o 12 horas), de tal forma que el cociente entre el consumo diario del día de mayor consumo y el período anteriormente indicado iguale al caudal punta previsto. Así pues, la capacidad del depósito calculada de este modo vendrá dada por la máxima diferencia en la curva de los caudales acumulados, la cual se obtiene como la diferencia entre el caudal bombeado (entrada) y el caudal consumido (salida) a lo largo de todo el día.

Un segundo modo de proceder, adoptado en el ejemplo de cálculo que se muestra a continuación, consiste en construir, en base a las características de variación de consumos diarios que en algunos sistemas de distribución sí es posible conocer, diagramas discontinuos pero mucho más adaptados a la realidad. En la Figura 17.17 se presenta una supuesta evolución diaria del coeficiente de modulación de consumo en función de la hora del día, siendo este coeficiente la relación entre el caudal consumido en un instante determinado y el caudal medio diario.



**Figura 17.17. Modulación diaria de consumos.**

Debe tenerse en cuenta que, obviamente, la forma que adquiere este diagrama es una aproximación de la curva de consumos reales, la cual sigue una evolución continua y no por intervalos discontinuos como los representados en la Figura 17.17. Sin embargo, en el ejemplo que se sigue a continuación, lo que se pretende es mostrar el método de cálculo de la capacidad de regularización del depósito, el cual será el mismo al aplicarlo sobre una curva real de consumos o sobre una curva aproximada.



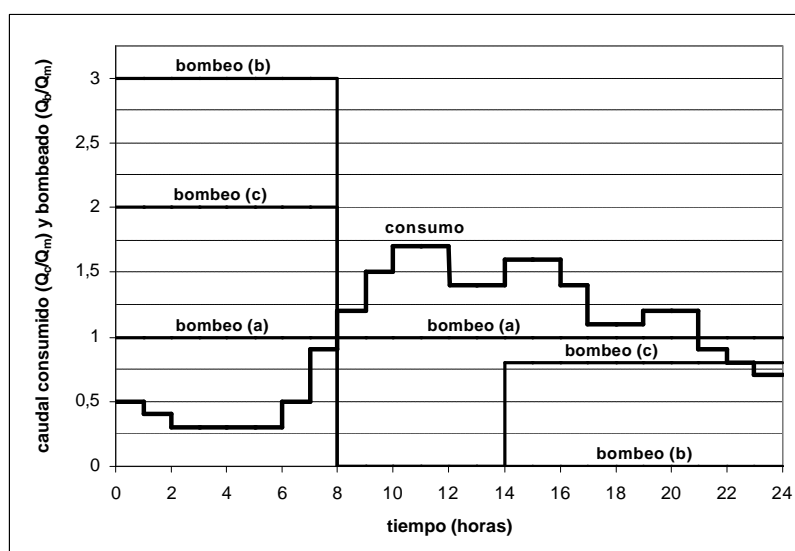
Analicemos un ejemplo con cierto detalle. Se pretende calcular el volumen necesario del depósito de distribución suponiendo que la curva de consumos de la red a abastecer por dicho depósito es la mostrada en la Figura 17.17.

Disponiendo de la curva diaria de modulación de consumos y de un determinado supuesto de bombeo, resulta sencillo evaluar la capacidad mínima del depósito de regulación necesaria para satisfacer el consumo durante un día completo. En el presente ejemplo vamos a desarrollar tres hipótesis de bombeo diferentes, las cuales quedan reflejadas en la Tabla 17.1.

**Tabla 17.1. Hipótesis de bombeo consideradas en el ejemplo.**

Opción (a)	Caudal constante $Q_m$ durante las 24 horas del día
Opción (b)	Caudal constante $3 \cdot Q_m$ desde las 0 h. hasta las 8 h.
Opción (c)	Caudal constante $2 \cdot Q_m$ desde las 0 h. hasta las 8 h. y caudal constante $0,8 \cdot Q_m$ desde las 14 h. hasta las 24 h

En la Figura 17.18 se ha representado, sobre la curva de modulación de consumos, la variación del caudal bombeado hacia el depósito en las tres hipótesis analizadas. Cuando la curva de bombeo está por encima de la curva de consumo, el caudal entrante al depósito es superior al saliente y, por tanto, el depósito está llenándose. En caso contrario, el depósito se vacía.



**Figura 17.18. Diversas hipótesis de bombeo.**

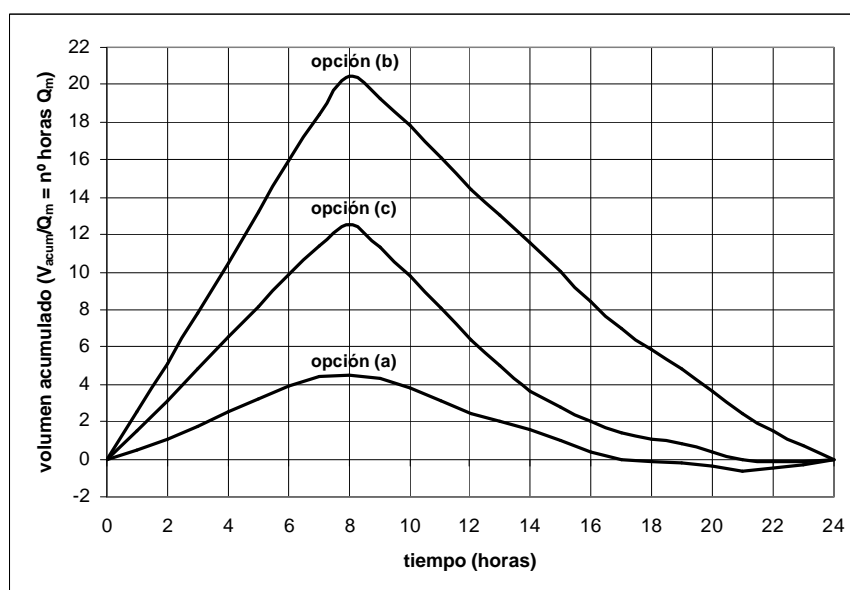
Estudiemos ahora el comportamiento del depósito durante un día completo. El volumen acumulado en el depósito se calcula:

$$V_{\text{acumulado}} = \int_{\text{día}} (Q_b - Q_c) dt \quad (17.8)$$

extendida la integral a las 24 horas del día, siendo  $Q_b$  el caudal bombeado y  $Q_c$  el caudal consumido. Dividiendo estos caudales por el caudal medio diario  $Q_m$  pueden definirse los términos  $q_b = Q_b/Q_m$  y  $q_c = Q_c/Q_m$ , de manera que se tiene:

$$\frac{V_{\text{acumulado}}}{Q_m} = \int_{\text{día}} (q_b - q_c) dt = n^\circ \text{ horas } Q_m \quad (17.9)$$

Los resultados que se obtienen para cada una de las opciones de bombeo consideradas en el ejemplo pueden verse en la gráfica de la Figura 17.19. En dicha gráfica se observa el llenado y vaciado del depósito durante todo un día. Así pues, la capacidad mínima necesaria en el depósito será, para cada supuesto de bombeo, la diferencia entre los valores extremos (máximo y mínimo) del volumen acumulado.



**Figura 17.19. Volumen acumulado para las diferentes opciones de bombeo.**

En las gráficas aquí presentadas se han considerado tan solo tres opciones posibles. Debe quedar claro que el ejemplo mostrado se ha elaborado a título orientativo, únicamente con el objetivo de ilustrar el método empleado para la determinación del volumen de regulación. En cada caso real se deberán contemplar las particularidades propias del mismo y analizar todos los casos que se considere oportuno.

Para el ejemplo analizado, la opción de bombeo continuo durante las 24 horas del día requiere un depósito con una capacidad mínima igual a 5,1 horas de consumo medio, es decir, el 21,25% del consumo diario. El bombeo durante las 8 horas nocturnas requiere un volumen de regulación mínimo de 20,5 horas de consumo medio, o bien el 85,42% del consumo diario. Por último, bombear durante las 8 horas nocturnas el doble del caudal medio y desde las 14 hasta las 24 horas un caudal  $0,8 \cdot Q_m$  impone un volumen mínimo de depósito de 12,6 horas de consumo medio, o un 52,50% del consumo diario. En definitiva, la decisión a adoptar respecto al tiempo de bombeo va a condicionar tanto el caudal bombeado como el volumen mínimo del depósito de regulación.

Así pues, de esta forma se determina el volumen de regulación necesario para cada una de las tres posibilidades estudiadas. No obstante, el problema no termina ahí. Para conocer la solución óptima hay que buscar el mínimo coste económico teniendo en cuenta, por un

lado, los costes de las tuberías de impulsión, las bombas y el depósito, y por otro, los costes de la energía eléctrica consumida por las bombas.

Veamos de una forma muy simplificada cuál sería el coste energético de cada una de las soluciones planteadas. La potencia consumida por las bombas viene dada por:

$$\text{Potencia} = \frac{\rho Q_b H_b}{h} \quad (17.10)$$

Haciendo la simplificación de que la altura que proporcionan las bombas y el rendimiento de las mismas se mantienen constantes, independientemente del caudal bombeado, se tiene:

$$\text{Potencia} = cte \cdot Q_b \quad (17.11)$$

Y, por tanto, la energía consumida por las bombas si éstas están funcionando durante  $nh$  horas al día:

$$\text{Energía (Kwh)} = cte \cdot Q_b \cdot nh \quad (17.12)$$

Suponiendo que se tiene contratada una tarifa eléctrica con discriminación horaria donde el precio del Kwh durante las 12 horas llano es  $p$ , durante las 4 horas punta es  $1,7 \cdot p$ , y durante las 8 horas valle es  $0,57 \cdot p$ , el coste energético diario será:

$$\begin{aligned} \text{Coste energético diario} &= cte \cdot \sum Q_{b,i} \cdot nh_i \cdot p_i = \\ &= cte \cdot (Q_{b,p} \cdot nh_p \cdot p_p + Q_{b,ll} \cdot nh_{ll} \cdot p_{ll} + Q_{b,v} \cdot nh_v \cdot p_v) \end{aligned} \quad (17.13)$$

de forma que se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Coste energético diario} &= \\ &= cte \cdot p \cdot (Q_{b,p} \cdot nh_p \cdot 1,7 + Q_{b,ll} \cdot nh_{ll} + Q_{b,v} \cdot nh_v \cdot 0,57) \end{aligned} \quad (17.7)$$

Así pues, para la primera de las opciones considerada, el coste energético diario cuando se bombea el caudal medio durante las 24 horas del día es:

$$\text{Coste energético diario} = cte \cdot p \cdot Q_m \cdot 23,36 \quad (17.15)$$

En la Tabla 17.2 se presentan los resultados para las diferentes opciones de bombeo estudiadas. En ella pueden verse tanto el volumen necesario de regulación como el coste de la energía eléctrica consumida para elevar el agua hasta el depósito.

**Tabla 17.2. Cuadro resumen para las diferentes opciones de bombeo.**

<b>Alternativa</b>	<b>Volumen de regulación (% volumen diario consumido)</b>	<b>Coste energético (unidades relativas)</b>
Opción (a)	21,25 %	23,36 (100 %)
Opción (b)	85,42 %	13,68 (58,56 %)
Opción (c)	52,50 %	17,12 (73,29 %)

A partir de los casos analizados, claramente se observa que ambos costes tienen una tendencia opuesta. Cuanto menor es el coste energético, mayor es el volumen necesario en el depósito de regulación.

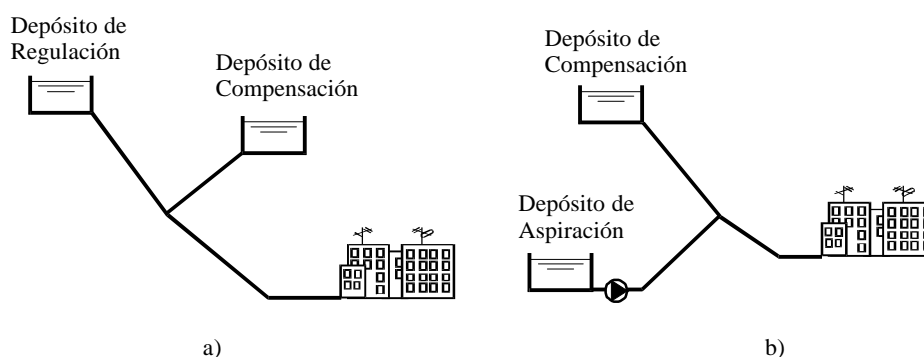
Desde un punto de vista estricto, la capacidad de regularización será tanto menor cuanto más se ajuste la curva de los caudales bombeados a la de los caudales consumidos (llegaría a ser nula si ambas curvas coincidieran en todo momento). Así, con el objetivo de minimizar la capacidad de un depósito se pueden imaginar soluciones más complicadas, haciendo intervenir un número variable de bombas o utilizando bombas de velocidad variable, consiguiendo así una curva de caudales bombeados que se adapta mejor a la de caudales consumidos. Esta alternativa podrá constituir una interesante solución para el caso de un sistema en el cual se haya producido un aumento del consumo haciendo insuficiente la capacidad del sistema actual y donde no sea posible la ampliación del depósito.

### 5.7. Depósitos de compensación y de cola.

Entre las tendencias actuales que afectan de una manera directa al problema de la regulación es de destacar la proliferación de depósitos de compensación y de cola en muchos abastecimientos, justificada en unos casos por cuestiones de ahorro energético, en otros por insuficiencia de presión en la red, o bien por ambas causas.

En efecto, la capacidad de muchos depósitos reguladores se ha venido calculando en base a la superposición de un aporte continuo con un consumo modulado siguiendo una curva tipo. Ahora bien, por una parte, el crecimiento de los consumos medios exige cada vez mayores volúmenes de regulación y, por otra, la discriminación horaria de las tarifas eléctricas ha puesto de manifiesto la conveniencia de bombear más caudal durante las horas llano y valle para compensar el defecto de aporte que se producirá en las horas punta, si se decidiera parar todas o parte de las bombas durante dicho período en el cual la energía eléctrica es muy cara. Este modo de funcionamiento exige, obviamente, un mayor volumen de regulación.

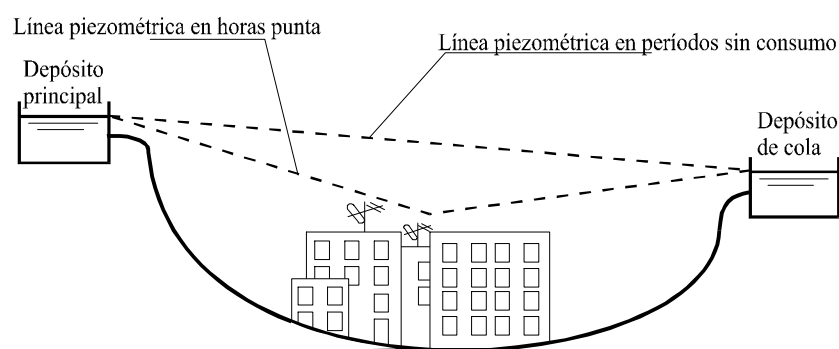
Ante esta situación caben dos posibilidades, ampliar los depósitos de regulación existentes o, preferiblemente, introducir los depósitos de compensación. Estos últimos se diferencian de los primeros en que se conectan directamente a la red desde una cota tal que los cambios de presión (en el punto de entronque con la red) según sea la demanda de agua permiten que éstos se llenen durante las horas de poco consumo y se descarguen cuando el consumo es elevado, sin intervención de ningún tipo de automatismo. La Figura 17.20 muestra dos ejemplos de implantación de una depósito de compensación: a) en el caso de una regulación asistida por depósito y b) en el caso de una inyección directa a red.



**Figura 17.20. Depósito de compensación en un abastecimiento.**

Los depósitos de compensación acumulan agua en los períodos de bajo consumo y ayudan en la alimentación de la red, asegurando simultáneamente un mejor reparto de las presiones, en las horas punta. Esta solución, además de proporcionar una seguridad complementaria al funcionamiento del sistema, en la fase de proyecto conduce a una reducción del diámetro de los conductos de la red de distribución que, en ciertos casos, puede ser muy significativa.

Otras veces los depósitos de compensación se implantan en abastecimientos con puntos de consumo muy repartidos y alejados de los depósitos de regulación (Figura 17.21). Mientras en las horas valle hay exceso de presión, en las horas punta ésta resulta insuficiente para los puntos más alejados como consecuencia de las pérdidas de carga a lo largo de toda la red. El depósito se instala entonces en el extremo de la red afectada (aunque también pueden estar localizados en zonas topográficamente centradas en la red), recibiendo por ello el nombre de depósito de cola. Su esquema de funcionamiento es similar al anteriormente descrito para los depósitos de compensación, sólo que ahora su finalidad primordial es mejorar los niveles de presión, fundamentalmente en los sectores próximos a su localización, aprovechando la cota a la que se encuentra el volumen de agua allí almacenada.



**Figura 17.21. Depósito de cola en un abastecimiento.**

A la hora de implantar un depósito de cola hay que valorar la conveniencia de utilizar la propia red de distribución para alimentar dicho depósito o construir una arteria nueva que lleve el agua directamente al mismo desde los puntos de producción o desde otra arteria principal. En el primer caso hay que advertir que si la red presenta estrangulamientos en el circuito de llenado, el papel del depósito de cola puede quedar muy relegado por la propia red. En el segundo caso el coste será mayor, pero también serán mayores las posibilidades de regulación del mismo y de controlar su llenado.

Los depósitos de compensación y de cola se justifican básicamente desde tres perspectivas diferentes, las cuales han hecho que su utilización sea cada vez más frecuente:

- En primer lugar, su efecto de compensación asegura, como función típica de todo depósito, el abastecimiento a la red. En las horas de máximo consumo, superior incluso a la capacidad de bombeo, el depósito de compensación o de cola ayuda a abastecer el consumo de la población cediendo el caudal resultante de la diferencia entre el caudal demandado y el inyectado desde la alimentación principal. Sin embargo, en las horas valle (cuando el consumo es pequeño) se produce,

automáticamente, la recuperación del volumen del depósito, puesto que parte del caudal bombeado se utilizará para llenarlo.

- En segundo lugar, y como ventaja fundamental frente al depósito regulador, ofrece un ahorro económico, en muchos casos importantísimo, en la propia infraestructura del abastecimiento. La tubería que conduce el agua hasta el depósito de compensación es válida también para la fase en la que el depósito abastece parte del caudal demandado por la población. No se requiere, por tanto, duplicar la tubería hasta el depósito como ocurre en el caso de los depósitos de regulación. Esto puede suponer un ahorro considerable, especialmente cuando las tuberías son de gran diámetro y constituyen una fracción importante del presupuesto total. Por otro lado, en los depósitos de cola el transporte de agua para su llenado puede realizarse, en muchos casos, a través de la propia red de distribución.
- En tercer y último lugar, otra ventaja frente a los depósitos de regulación es el ahorro energético que se consigue durante el funcionamiento normal. En efecto, en los depósitos de regulación las bombas de elevación han de proporcionar una altura constante para todo el caudal bombeado, igual al desnivel entre la aspiración y la cota de agua en el depósito incrementado en las pérdidas de la impulsión y aspiración. Sin embargo, en el caso de los depósitos de compensación o de cola, el punto de funcionamiento de las bombas variará según se eleve parte del caudal bombeado al depósito o que éste ceda caudal para compensar el déficit con respecto a la demanda de la población. De esta manera se conseguirá, en muchas condiciones de funcionamiento a lo largo del día, un ahorro energético en el consumo de la estación de bombeo.

En cualquier caso, la utilización del depósito de compensación o de cola exige un mayor cuidado en la selección de los grupos de bombeo debido especialmente al aspecto ya comentado de la variación de su punto de funcionamiento.

Es muy importante seleccionar bien tanto la cota como la capacidad de estos depósitos, de forma que durante parte del día (fundamentalmente en horas valle), cuando el consumo es pequeño, se esté llenando, y el resto (principalmente en horas punta), el depósito esté ayudando a abastecer el consumo demandado. Hay que tener especial cuidado en épocas de bajo consumo y prever la posibilidad de que el depósito permanezca lleno demasiado tiempo con el consiguiente peligro que ello conlleva desde el punto de vista de la calidad del agua.

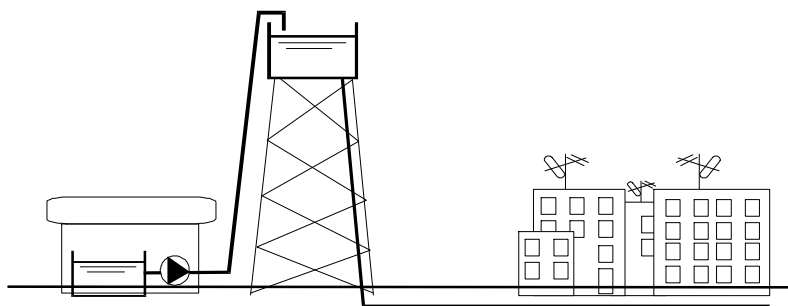
Evidentemente, la evaluación exacta del caudal entrante o saliente de un depósito de cola entraña una gran dificultad, puesto que se encuentra toda la red por medio. La capacidad de este depósito puede calcularse si se conoce la zona de la población a abastecer, en la cual la alimentación principal no da suficiente presión y a la que, por tanto, el depósito de cola va a prestar auxilio. Para ello, puede utilizarse un modelo cuasi-permanente de la red y con él determinar el volumen de regulación necesario.

Por último, hay que resaltar que en los proyectos de mejora de una red puede resultar muy interesante el aprovechamiento, en muchos casos, de los depósitos viejos e incluso en desuso, una vez acondicionados, como depósitos de compensación o de cola (según sea su situación en la red). Para ello, obviamente, la capacidad del depósito, su cota, y las propias tuberías de la red hasta dichos depósitos deben permitir su funcionamiento como tal.

### 5.8. Torres de presión.

Cuando las condiciones topográficas no hacen posible el funcionamiento de la red de distribución a partir de un depósito ubicado sobre el terreno, la alimentación de esa red deberá ser efectuada o por bombeo directo o a partir de un depósito elevado.

Se puede pensar en la instalación de un depósito elevado, pero ello comporta una obra cara si se trata de grandes volúmenes de reserva. Ante esta situación, y precisamente por razones económicas y de impacto ambiental, puede ser preferible optar por una solución formada por un depósito a nivel del terreno y una estación elevadora asociada a una torre de presión (Figura 17.22).



**Figura 17.22. Torre de presión.**

La torre de presión no es más que un depósito elevado, al cual se impulsa agua desde la fuente correspondiente y a partir del cual se va a abastecer una cierta demanda. Siempre puede sustituirse por un depósito a presión, puesto que ambos realizan la misma función.

Debe destacarse que la torre de presión no tiene específicamente una función de reserva, limitándose a asegurar la presión necesaria en la red de distribución y a comandar los arranques y paradas de los grupos de bombeo encargados de su llenado.

La principal ventaja de utilizar la torre de presión frente a la inyección directa consiste en que las bombas pueden trabajar a caudal constante (independientemente del caudal demandado por la red) en el punto de funcionamiento óptimo con el consiguiente ahorro energético. Sin embargo, el grave inconveniente de estas torres es su enorme coste, sobre todo cuando se trata de volúmenes relativamente grandes y cuando la altura de las mismas es importante. Además, un problema que cada día cobra mayor importancia es el impacto ambiental que provocan estas construcciones en el paisaje.

En cualquier caso, la capacidad de estos depósitos no será muy elevada (por los problemas constructivos y estéticos ya comentados) y deberá ser calculada de forma que, al menos, no se obtenga un número excesivo de arranques por hora de las bombas que se encargan de su llenado.

Sea  $Q_b$  el caudal bombeado por los grupos y  $Q_c$  el caudal consumido en cada instante por la red. Durante un período de consumo estabilizado, el tiempo de llenado de la torre  $t_{ll}$  vendrá dado por:

$$t_{ll} = \frac{V_u}{Q_b - Q_c} \quad (17.16)$$

donde  $V_u$  es la capacidad útil de la torre de presión.

Por otra parte, el tiempo de vaciado será:

$$t_v = \frac{\nabla_u}{Q_c} \quad (17.17)$$

una vez que los grupos se hayan desconectado automáticamente cuando el agua alcanza el nivel máximo en la torre.

El tiempo comprendido entre dos arranques sucesivos se obtiene sumando los tiempos de llenado y vaciado de la torre, es decir:

$$t = t_{ll} + t_v = \frac{\nabla_u}{Q_b - Q_c} + \frac{\nabla_u}{Q_c} = \frac{\nabla_u Q_b}{Q_b Q_c - Q_c^2} \quad (17.88)$$

y el número de arranques y paradas por hora será:

$$N = \frac{3600}{t} = \frac{3600 \cdot Q_c}{\nabla_u} \left( 1 - \frac{Q_c}{Q_b} \right) \quad (17.19)$$

Con la instalación en funcionamiento, el número de arranques y paradas dependerá del caudal demandado  $Q_c$  y también de su evolución temporal. Sin embargo, a efectos de diseño se considerará la situación más desfavorable, para la cual el número máximo de arranques por hora, dados  $Q_b$  y  $\nabla_u$ , corresponderá al valor de  $Q_c$  que anula la primera derivada de  $N$  con respecto de  $Q_c$ :

$$\frac{dN}{dQ_c} = \frac{3600}{\nabla_u} \left( 1 - \frac{2Q_c}{Q_b} \right) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad Q_c = \frac{Q_b}{2} \quad (17.20)$$

es decir, el número de arranques máximo se produce cuando el caudal elevado por los grupos de bombeo es el doble del solicitado por la red,  $Q_c = Q_b/2$ . Si  $Q_c < Q_b/2$  el llenado será más rápido pero el vaciado más lento y si  $Q_c > Q_b/2$  sucede lo contrario. En ambos casos la duración total del ciclo resulta superior que para  $Q_c = Q_b/2$ .

Sustituyendo el valor anterior en la expresión de  $N$  se obtiene el número máximo de arranques por hora en función del volumen útil y del caudal bombeado:

$$N_{\max} = \frac{900 \cdot Q_b}{\nabla_u} \quad (17.21)$$

La expresión anterior puede utilizarse también a la inversa para determinar el volumen de regulación necesario  $\nabla_u$  dada la demanda máxima (coincidente con el caudal bombeado  $Q_b$ ) y el número máximo de arranques por hora permitido  $N_{\max}$  para los grupos de bombeo:

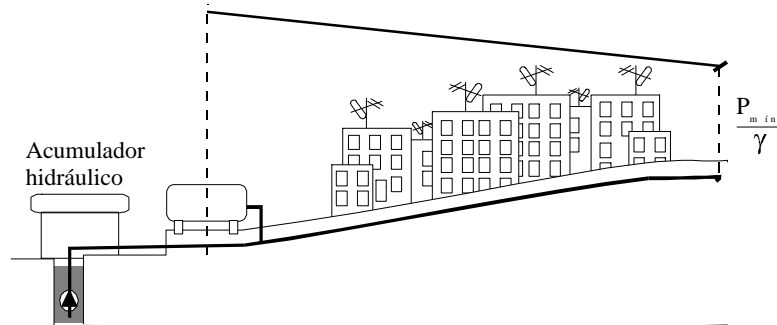
$$\nabla_u = \frac{900 \cdot Q_b}{N_{\max}} \quad (17.22)$$

### 5.9. Recipientes a presión (calderines).

En numerosas instalaciones puede resultar interesante sustituir la torre de presión por un acumulador hidráulico a presión (Figura 17.23). La instalación de este depósito a presión (también llamado calderín) permite almacenar un determinado volumen de agua a presión y actúa a la vez como regulador de caudal, exactamente igual que la torre de presión, independizando el caudal bombeado del consumido. Sin embargo, el caudal de bombeo al

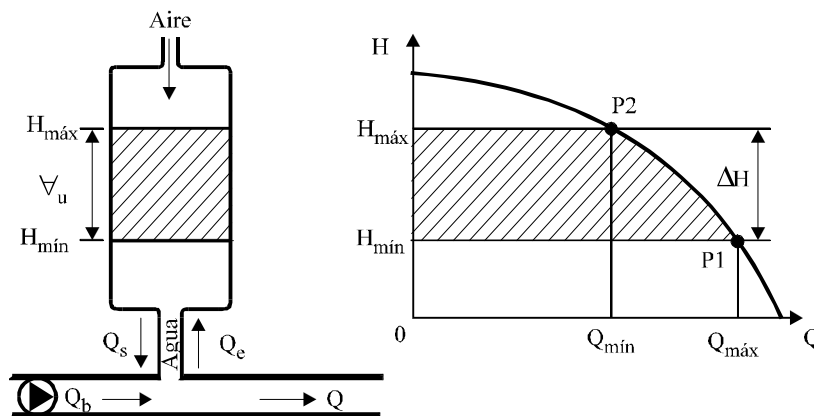


acumulador no es ahora constante debido a que las fluctuaciones de presión en el calderín son mucho mayores que las variaciones de nivel en los depósitos.



**Figura 17.23. Instalación de un acumulador hidráulico.**

Tal y como ya se ha comentado, la función que realizan estos depósitos a presión o calderines es similar a la realizada por las torres de presión. Sin embargo, al estar presurizados no es necesario disponer de una cota elevada, pudiendo ubicarse junto a la estación de bombeo, con todas las ventajas que ello conlleva en cuanto a costes y problemas estéticos. Por otro lado, la presencia del gas en los calderines va a ocasionar algunos problemas. El primero de ellos es que la presión de alimentación del sistema no resultará constante y, en consecuencia, tampoco lo será el caudal de inyección de las bombas. Además, el volumen del calderín necesario va a resultar en ocasiones bastante mayor que el de regulación o volumen útil, puesto que al volumen de agua hay que sumar el del gas. Finalmente, el mantenimiento de una masa de aire en el calderín conlleva una complejidad técnica adicional por problemas de dilución del aire en el agua, debiendo recurrir a la instalación de inyectores, al auxilio de un compresor, al aislamiento del aire dentro de una vejiga que a la larga termina por deteriorarse, etc.



**Figura 17.24. Principio de operación de un acumulador hidráulico.**

En primer lugar, vamos a determinar el volumen útil del calderín. De manera análoga a lo realizado con las torres de presión, su cálculo se basa en el hecho de que una bomba, acoplada a un motor eléctrico, no debe ser sometida a dos arranques sucesivos separados un intervalo de tiempo inferior a un tiempo crítico, existiendo así un número máximo de arranques por hora  $N_{\max}$  que no debe superarse.

Suponiendo que el caudal bombeado  $Q_b$  en el intervalo de funcionamiento es constante, siendo este valor intermedio entre los correspondientes a los puntos P1 y P2 (ver Figura

17.24), y que el caudal  $Q_c$  suministrado por el calderín en este intervalo es también constante, junto con la condición de no superar el número máximo de arranques por hora permitido  $N_{\max}$ , el volumen de regulación necesario  $V_u$  viene dado por:

$$V_u = \frac{900 \cdot Q_b}{N_{\max}} \quad (17.23)$$

Lógicamente, la expresión válida para el calderín es idéntica a la obtenida en el caso de la torre de presión. Sin embargo, para determinar el volumen total del calderín  $V_{\text{cald}}$ , hay que tener en cuenta también el volumen ocupado por el aire. Para calcular este volumen adicional, se supone que la evolución de la presión del aire en el calderín sigue la ley isoterma de los gases perfectos:

$$p^* V = \text{cte} \quad (17.24)$$

siendo  $p^*$  la presión del aire en valor absoluto y  $V$  el volumen que ocupa dicho aire.

Cuando en el calderín se alcance la presión mínima  $p_{\min}^*$  se tendrá el volumen mínimo de agua, al cual le corresponde el volumen máximo de aire  $V_{\max}$ , y se procederá al arranque de la bomba para comenzar el llenado. Por otro lado, cuando se alcance la presión máxima  $p_{\max}^*$  el volumen de agua será máximo, el volumen de aire será mínimo  $V_{\min}$ , y el presostato correspondiente dará la orden de parar la bomba. Así pues, suponiendo un comportamiento isoterma del aire en el interior del calderín, se verifica:

$$p_{\min}^* V_{\max} = p_{\max}^* V_{\min} = \text{cte} \quad (17.25)$$

La variación máxima del volumen de aire  $\Delta V = V_{\max} - V_{\min}$  será, precisamente, el volumen de agua que puede almacenar el acumulador, esto es, su volumen útil  $V_u$ :

$$\begin{aligned} \Delta V = V_u = V_{\max} - V_{\min} &= V_{\max} - \frac{p_{\min}^*}{p_{\max}^*} V_{\max} = \\ &= V_{\max} \left( 1 - \frac{p_{\min}^*}{p_{\max}^*} \right) = V_{\max} \frac{p_{\max}^* - p_{\min}^*}{p_{\max}^*} \end{aligned} \quad (17.26)$$

igualando esta expresión a la (17.23) resulta:

$$V_u = \frac{900 \cdot Q_b}{N_{\max}} = V_{\max} \frac{p_{\max}^* - p_{\min}^*}{p_{\max}^*} \quad (17.27)$$

de donde puede obtenerse el volumen máximo  $V_{\max}$ :

$$V_{\max} = \frac{900 \cdot Q_b}{N_{\max}} \frac{p_{\max}^*}{p_{\max}^* - p_{\min}^*} \quad (17.28)$$

En realidad, el volumen del calderín deberá ser algo mayor que  $V_{\max}$  si se quiere mantener una cierta reserva de agua en el momento en que se da la orden de arranque de las bombas. Por otro lado, si se prevé que la presión pueda bajar por debajo de  $p_{\min}^*$  por cualquier causa, el volumen se calculará para dicha presión, con el objeto de evitar que se vacíe completamente el calderín y entre aire en la tubería.

Así pues, para tener en cuenta este margen de seguridad puede considerarse como volumen del calderín  $V_{cald}$  el valor calculado  $V_{max}$  con la expresión anterior pero mayorado un cierto porcentaje, esto es:

$$V_{cald} = kV_{max} = k \frac{900 \cdot Q_b}{N_{max}} \frac{P_{max}^*}{P_{max}^* - P_{min}^*} \quad ; \quad k > 1 \quad (17.99)$$

o también:

$$V_{cald} = k \frac{900 \cdot Q_b}{N_{max}} \frac{H_{max} + H_{atm}}{H_{max} - H_{min}} \quad ; \quad k > 1 \quad (17.30)$$

donde  $k$  es un coeficiente arbitrario que, para calderines con membrana, suele tomarse en torno a 1,25.

La expresión anterior es conocida como la fórmula de Valibouse. En ella,  $H_{max}$  y  $H_{min}$  representan las alturas manométricas máxima y mínima respectivamente, expresadas en metros de columna de agua, y  $H_{atm}$  es la altura correspondiente a la presión atmosférica, es decir, aproximadamente  $H_{atm} \sim 10$  mca. Evidentemente, puesto que dicha expresión se corresponde con las condiciones más desfavorables,  $N_{max}$  deberá entenderse como el número máximo de arranques por hora permitido por el fabricante.

Simplemente haciendo un cambio de unidades, la fórmula de Valibouse puede expresarse de la siguiente forma:

$$V_{cald} (l) = 15k \frac{Q_b (lpm)}{N_{max} (h^{-1})} \frac{H_{max} (mca) + 10}{H_{max} (mca) - H_{min} (mca)} \quad ; \quad k > 1 \quad (17.31)$$

La expresión anterior es la fórmula normalmente utilizada, con algunas variantes, por los distintos manuales y reglamentaciones para el cálculo del volumen necesario de un acumulador hidráulico o calderín. Como puede observarse, el volumen del calderín es proporcional al caudal punta demandado por el sistema  $Q_b$  e inversamente proporcional al número de arranques por hora  $N_{max}$ .

El volumen necesario puede reducirse si se cuenta con  $n$  bombas trabajando en paralelo pues, en este caso,  $n-1$  bombas podrían trabajar en régimen continuo para satisfacer la demanda base reservando la última para regular las variaciones de la demanda mediante un funcionamiento intermitente como el descrito. Obviamente, el caudal  $Q_b$  a considerar en este caso será el de la bomba que funciona intermitentemente, con lo que el volumen del calderín se reduce notablemente. Por ejemplo, podrían instalarse tres bombas, de las cuales una actúa como reserva y las otras dos trabajan en paralelo, con lo que el volumen del calderín se reduce a la mitad. Este volumen podría volver a reducirse a la mitad si se alternan los arranques y paradas de las dos bombas, puesto que el número máximo de arranques por hora sería el doble.

En cuanto al número máximo de arranques por hora admisible en los grupos, éste está limitado por conceptos puramente mecánicos, debiendo recurrir a la información del fabricante para tener datos fiables.

Hay que constatar también que la creciente utilización de las bombas de velocidad variable está cambiando radicalmente los conceptos de la regulación, lo cual afecta muy directamente al cálculo del volumen necesario de los acumuladores hidráulicos.

Para el cálculo del volumen del acumulador, la presión mínima vendrá impuesta por las necesidades mínimas de presión en el punto de consumo más desfavorable, mientras que la

máxima vendrá limitada por las máximas presiones permitidas por los diferentes elementos de la red. Además, la dilución del aire en el agua (en aquellos calderines donde ambos se encuentran en contacto) puede imponer un límite a las presiones máximas, con el objeto de evitar una dilución excesiva y los problemas derivados de la posterior liberación del aire disuelto.

Desde el punto de vista del volumen requerido por el calderín interesa claramente mantener un gran distanciamiento entre las presiones máxima y mínima, aparte de que la fiabilidad de los presostatos impone un distanciamiento mínimo de unos 5 mca con el fin de discernir claramente la señal de presión máxima de la mínima. Por otro lado, la presión absoluta máxima afecta al tamaño del calderín, siendo éste mayor cuanto mayor sea dicha presión. En definitiva, consideraciones de tipo práctico hacen recomendable que la diferencia de presiones en el calderín sea de unos 15 o 20 mca.

Puesto que la presión de inyección variará desde  $H_{\min}$  hasta  $H_{\max}$  durante la fase de llenado, el caudal inyectado en el calderín resultará también variable (ver Figura 17.23), siendo el caudal medio bombeado:

$$Q_b = \frac{\int_{H_{\min}}^{H_{\max}} Q_b dH}{H_{\max} - H_{\min}} \quad (17.32)$$

Suponiendo que la curva característica de la bomba  $H(Q_b)$  se ajusta perfectamente a una parábola que pasa por los puntos  $(H_{\min}, Q_{\max})$  y  $(H_{\max}, Q_{\min})$ , la expresión anterior conduce a:

$$Q_b = \frac{2}{3} \frac{Q_{\max}^2 + Q_{\max} Q_{\min} + Q_{\min}^2}{Q_{\max} + Q_{\min}} \quad (17.33)$$

siendo éste el caudal que debe sustituirse en la expresión (17.31) para determinar el volumen del calderín. De todas formas, en general, puede simplificarse el cálculo del caudal bombeado medio realizando la siguiente aproximación:

$$Q_b = \frac{Q_{\max} + Q_{\min}}{2} \quad (17.34)$$

Además, deberá preverse que el caudal  $Q_{\max}$  iguale al menos el máximo caudal demandado por la instalación, con objeto de asegurar que bajo ninguna circunstancia se vaciará completamente el calderín llenándose la instalación de aire y dejando de funcionar el sistema.

Finalmente, hay que destacar un hecho importante asumido en la deducción de la expresión (17.31), y es que la cantidad de aire presente en el calderín, que pasa a ocupar el volumen  $V_{\max}$  cuando la altura manométrica es  $H_{\min}$ , se encuentra desde un principio en su interior. Ello significa que el calderín deberá haberse llenado previamente con la cantidad de aire suficiente. Dicha cantidad de aire inicial puede determinarse fácilmente controlando la presión de prellenado o presión de hinchado  $p_0^*$ . Efectivamente, según la ecuación de la evolución isoterma, la presión de hinchado deberá ser:

$$p_0^* V_{cald} = p_{\min}^* V_{\max} = cte \quad \rightarrow \quad p_0^* = p_{\min}^* \frac{V_{\max}}{V_{cald}} = \frac{p_{\min}^*}{k} \quad (17.35)$$

Si el calderín no es del tipo de vejiga, existiendo un contacto directo aire-agua, la cantidad de aire presente en el calderín deberá introducirse mediante el auxilio de un compresor. Dicho compresor puede calcularse con la condición de llenar el calderín totalmente en un tiempo aproximado de una hora. Mientras dura la operación de llenado de aire, después de conectar el calderín a la red y dejar que éste se llene de agua, la presión se mantendrá constante e igual a la presión de inyección, variando tan solo el nivel del agua en el calderín. El llenado de aire deberá detenerse cuando se alcance el nivel correspondiente a la presión de inyección que, si es igual a  $p_{\max}^*$ , corresponderá al volumen de aire mínimo  $V_{\min}$ .

Así pues, queda claro que la fórmula (17.31) deducida anteriormente es válida únicamente bajo estos supuestos, es decir, cuando se trata de un calderín con vejiga o asistido por compresor.

Sin embargo, también existen en el mercado calderines de aire desprovistos de vejiga y de compresor. En ellos, es la masa de aire presente en el interior del calderín antes de su llenado, la cual quedará retenida al comenzar la operación de llenado, la que desempeña después el papel de colchón de aire para regular el llenado y vaciado del calderín. Por supuesto, en este caso el tamaño del calderín deberá ser bastante mayor. En efecto, en el momento inicial la masa de aire ocupa todo el volumen del calderín  $V_{\text{cald}}$  a la presión atmosférica ( $H_{\text{atm}} \sim 10$  mca), y la ecuación de la evolución isoterma para las condiciones de presión mínima y máxima será:

$$p_{\text{atm}}^* V_{\text{cald}} = p_{\min}^* V_{\max} = p_{\max}^* V_{\min} = \text{cte} \quad (17.36)$$

es decir, el tamaño del calderín  $V_{\text{cald}}$  viene dado por:

$$V_{\text{cald}} = V_{\max} \frac{p_{\min}^*}{p_{\text{atm}}^*} \quad (17.37)$$

y puesto que el volumen máximo  $V_{\max}$  es:

$$V_{\max} = V_u \frac{p_{\max}^*}{p_{\max}^* - p_{\min}^*} \rightarrow V_{\text{cald}} = V_u \frac{p_{\max}^* p_{\min}^*}{(p_{\max}^* - p_{\min}^*) p_{\text{atm}}^*} \quad (17.38)$$

sustituyendo ahora el volumen útil  $V_u$  en función del número máximo de arranques  $N_{\max}$  y del caudal medio inyectado  $Q_b$ :

$$V_{\text{cald}} = \frac{900 \cdot Q_b}{N_{\max}} \frac{p_{\max}^* p_{\min}^*}{(p_{\max}^* - p_{\min}^*) p_{\text{atm}}^*} \quad (17.39)$$

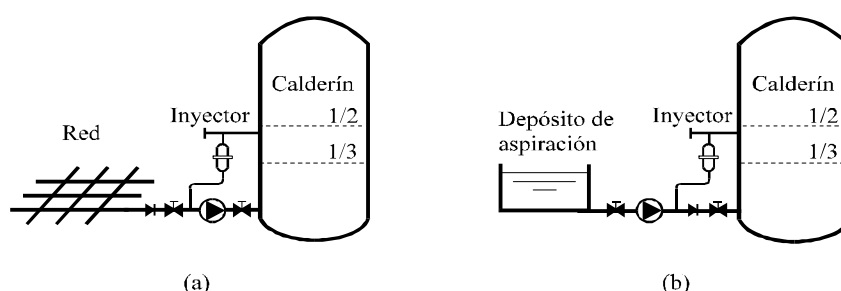
obteniéndose una expresión análoga a la (16.31):

$$V_{\text{cald}} (l) = 15 \frac{Q_b (lpm)}{N_{\max} (h^{-1})} \frac{[H_{\max} (mca) + 10] \cdot [H_{\min} (mca) + 10]}{[H_{\max} (mca) - H_{\min} (mca)] \cdot 10} \quad (17.40)$$

Comparando ambas expresiones, ésta última aumenta el volumen dado por la fórmula (17.31) en un factor  $(H_{\min}/10 + 1)$ , dando lugar a calderines mayores tal y como ya se ha comentado anteriormente (por ejemplo, si la presión mínima es  $H_{\min} = 30$  mca el calderín sería 4 veces mayor). Esta expresión, con algunas variantes, es la fórmula normalmente utilizada para el cálculo del volumen necesario de un calderín sin vejiga y sin compresor.

En la práctica, la situación no es tan drástica y los volúmenes necesarios no son tan grandes gracias a la utilización de los denominados inyector de aire. Por supuesto, en un

calderín sin compresor también se diluye parte del aire en el agua con lo que la masa de éste se irá perdiendo y, en consecuencia, el volumen útil irá disminuyendo, de forma que será necesario reponer el aire perdido. Para ello, puede utilizarse un compresor o, también, inyectores. Se trata de dispositivos que permiten inyectar al calderín una cierta cantidad de aire cada vez que se para (arranca) una bomba, aprovechando el efecto del golpe de ariete creado en la aspiración (impulsión) de la bomba. La salida del inyector deberá conectarse al calderín en la zona inferior comprendida entre  $1/2$  y  $1/3$  de su volumen (ver Figura 17.25), imponiendo con ello el nivel de la interfase aire-agua. Por lo que respecta a la entrada del inyector, puede conectarse en la tubería de aspiración, antes de la bomba, en cuyo caso la válvula de retención deberá estar también en la aspiración y aguas arriba del punto de conexión (Figura 17.25a), o en la tubería de impulsión, en cuyo caso deberá situarse antes de la válvula de retención (Figura 17.25b). Esta segunda disposición no debería utilizarse cuando la bomba no esté en carga.



**Figura 17.25. Disposición de un inyector de aire en la aspiración(a) y en la impulsión(b).**

Cuando la bomba aspira directamente desde la red, la conexión en la aspiración es preferible a la conexión en la impulsión y, para un correcto funcionamiento del inyector, habrá que procurar que la presión de aspiración no supere la mitad de la presión de puesta en marcha de la bomba. En caso contrario, deberá ubicarse una válvula manual entre la válvula de retención y la conexión del inyector, y recortarla convenientemente a fin de rebajar la presión en el momento de succionar el aire.

En el caso de disponer de un inyector de aire en la instalación, la fórmula (17.40) deducida anteriormente debe revisarse. Antes, la situación de referencia para el aire era todo el volumen del calderín a la presión atmosférica. Ahora, la referencia viene marcada por el volumen del calderín hasta la posición donde se ubique el inyector " ' y por la presión de inyección  $p_{iny}^*$ :

$$p_{iny}^* \forall' = p_{min}^* \forall_{max} = p_{max}^* \forall_{min} = cte \quad (17.41)$$

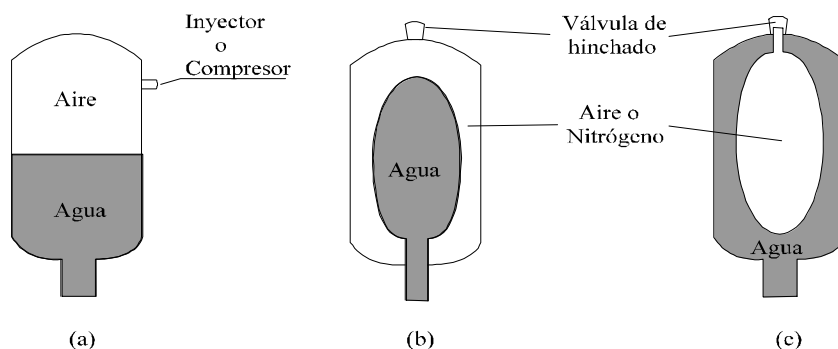
Ello conduce a una situación más próxima a la de la fórmula (17.31), correspondiente a un calderín con vejiga o compresor, que a la de la fórmula (17.36), correspondiente a un calderín con aire a presión atmosférica.

Normalmente, en la práctica se suele utilizar siempre la expresión (17.31) para todos los calderines, asignando en cada caso un valor diferente a la constante  $k$  en función del tipo de calderín utilizado. Así, mientras que el valor  $k = 1,25$  se mantiene para calderines con membrana, cuando se trata de calderines con compresor o electroinyector se recomienda un valor  $k = 2,5$ , puesto que las señales de arranque y paro automático de éstos exigen disponer de un cierto margen de regulación para el volumen de aire ocluido. Finalmente, si se dispone de un inyector convencional se utiliza  $k = 3$  y un valor todavía mayor cuando se trata de calderines con aire a presión atmosférica ( $k = H_{min}/10 + 1$ ).

Los calderines provistos de inyector de aire presentan la ventaja de su mayor simplicidad, pero tienen como principales inconvenientes el hecho de requerir un mayor volumen y la impotencia de los inyectores para introducir aire en el calderín cuando la presión interior es elevada. Esto hace que, en la práctica, sólo se utilicen cuando se trata de calderines de pequeño volumen y con presiones de trabajo no muy altas.

Finalmente, hay que mencionar que hay autores que se inclinan a adoptar un coeficiente mayor en las expresiones anteriores debido a que existe un caso más desfavorable que el considerado en su demostración, el cual se produciría cuando se diera un consumo nulo durante el llenado y a su vez el consumo punta durante el vaciado. Aunque se trata de una situación algo difícil, el análisis de este supuesto conduciría a una frecuencia de arranques doble de la considerada y, por consiguiente, a un volumen del calderín también doble para el mismo número máximo de arranques permitido. Como solución puede adoptarse un coeficiente intermedio, algo mayorado pero sin llegar a ser el doble (hay que tener en cuenta que los consumos nunca se mantendrán constantes durante todo el llenado y todo el vaciado). Por ejemplo, puede tomarse un factor de 25 en lugar de considerar 15, que es el que aparece en las fórmulas. Lógicamente, en tal caso los valores de  $k$  deberían ser revisados y rebajados, con lo que probablemente los valores finales de los volúmenes recomendados serían muy parecidos en ambos casos.

Después de todo lo visto, se puede diferenciar claramente entre dos tipos de calderines según tengan membrana o no la tengan.



**Figura 17.26. Diferentes tipos de calderines: (a) sin membrana, (b) y (c) con membrana.**

En los calderines sin membrana el aire y el agua están en contacto (Figura 17.26a). Suelen ser de chapa de acero galvanizado. Al estar en contacto el aire con el agua, una parte del aire se disuelve en el agua y va perdiéndose poco a poco, por lo que se hace necesario la reposición automática del mismo con el fin de mantener más o menos constante la masa de aire. En caso contrario, el volumen útil del calderín irá disminuyendo progresivamente, lo cual provocará que los arranques y paradas de las bombas se produzcan cada vez con mayor frecuencia.

Para reponer el aire disuelto puede emplearse un compresor o un inyector. Este último sistema se utiliza cada vez más por su sencillez pero, como ya se ha comentado, sólo es recomendable cuando se trata de calderines de pequeño volumen y con presiones de trabajo no muy elevadas.

Normalmente, los calderines sin membrana suelen disponer de un indicador de nivel para controlar el volumen de aire. Además, para una instalación concreta, el volumen de calderín necesario es mayor que en el caso de utilizar un calderín con membrana. En cualquier caso, tanto en un caso como en otro, si se requiere un gran volumen siempre puede

obtenerse acoplando varios calderines en paralelo, con la precaución de unir entre sí todas las conexiones inferiores (agua) y todas las superiores (aire).

Por otro lado, en los calderines con membrana el gas (normalmente aire o nitrógeno) no está en contacto directo con el agua, sino que están separados por una membrana de caucho flexible alimentario de unos 3 mm de espesor. En general, el agua ocupa el interior de la membrana y no está en contacto con la chapa del calderín, protegiéndolo así de la corrosión (Figura 17.26b). Sin embargo, pueden encontrarse también calderines en los que el agua ocupa el espacio entre la chapa y la membrana (Figura 17.26c).

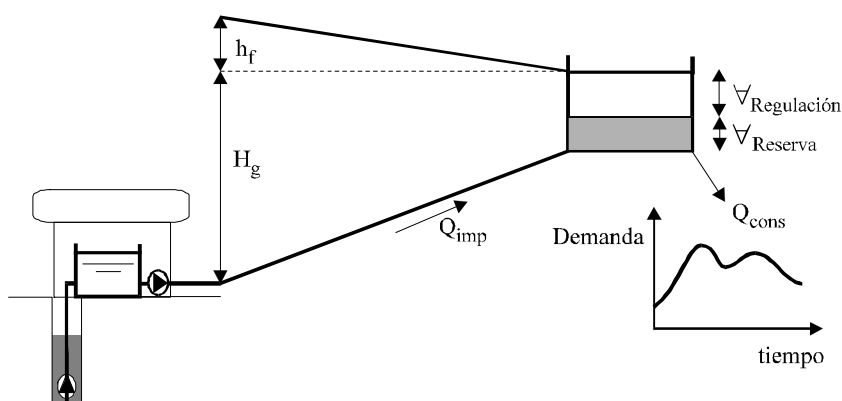
A pesar de que el gas y el agua no están en contacto, también pueden existir pequeñas pérdidas de aire a través de la membrana o de las válvulas, lo cual obliga a un mantenimiento preventivo comprobando cada cierto tiempo la cantidad de aire presente en el calderín. La presión de hinchado (presión inicial del aire cuando el calderín se encuentra sin agua) suele ser de unos 2 a 5 mca inferior a la presión de arranque de las bombas.

### 5.10. Optimización del sistema bomba-tubería-depósito.

En otros capítulos ya se ha comentado la optimización económica del sistema estación de bombeo-tubería de impulsión, lo cual permitía seleccionar el diámetro más económico, es decir, el que minimiza los costes totales de la instalación (costes de inversión + gastos de explotación). Dando un paso más a la hora de optimizar el sistema, habría que considerar también el depósito de regulación.

Como se ha visto en apartados precedentes, el volumen de regulación de un depósito depende de las diferencias entre la curva de caudal demandado y la curva de caudal impulsado, estando esta última determinada por el régimen de bombeo: número de bombas en marcha en cada momento, características de las bombas, número de horas funcionando, etc.

Nos planteamos ahora la optimización de este sistema constituido por la estación de bombeo con sus costes energéticos asociados, la tubería de impulsión, y el depósito de regulación. El planteamiento del problema se muestra en la Figura 17.27. Una estación de bombeo eleva agua a través de una tubería de impulsión de forma que las bombas deben vencer el desnivel geométrico existente más las pérdidas de carga en la tubería. El caudal impulsado es almacenado en un depósito a partir del cual se abastece un cierto consumo cuya curva de demanda es conocida.



**Figura 17.877. Optimización del sistema bomba-tubería-depósito.**



El diseño económico de esta instalación se plantea como un problema de optimización teniendo en cuenta:

- El coste de la estación de bombeo: las bombas más todos los equipos auxiliares necesarios. Este coste está directamente relacionado con la potencia de las bombas, que a su vez depende del caudal impulsado y de la altura de bombeo.
- El consumo energético de la estación de bombeo. Dicho coste está constituido por un término de potencia que únicamente depende de la potencia instalada y queda determinado una vez han sido seleccionadas las bombas, y un término de energía que, lógicamente, depende del consumo eléctrico de las bombas, que a su vez depende de la altura y del caudal impulsado, así como del número de horas de funcionamiento de las bombas y de la tarifa eléctrica elegida.
- El coste de la tubería de impulsión, coste que depende del diámetro seleccionado, el cual determina las pérdidas que se van a producir y, en consecuencia, la altura que deberán proporcionar las bombas.
- El coste del depósito. Dicho coste está directamente relacionado con el volumen del mismo. Este volumen puede separarse en dos partes: por un lado, el volumen de reserva, el cual viene determinado por otros criterios que no son económicos, y por otro lado, el volumen de regulación, el cual depende del régimen de bombeo.

Así pues, se pretende estudiar el óptimo económico del sistema constituido por la estación de bombeo, la energía consumida por las bombas, la tubería de impulsión y el depósito, de forma que sea capaz de satisfacer la curva de demanda dada. Se trata pues de minimizar la función de costes totales:

$$C_{total} = C_{bombas} + C_{energía} + C_{tubería} + C_{depósito} \quad (17.42)$$

Los costes implicados en la función anterior están referidos a diferentes bases temporales. De todos los costes mencionados, algunos de ellos constituyen los costes de inversión inicial (estación de bombeo, tuberías y depósito), los cuales se tienen en un momento puntual, mientras que otros son costes de explotación (fundamentalmente los costes energéticos), los cuales van a estar presentes a lo largo de toda la vida útil de la instalación.

Para poder relacionar tanto los costes de inversión como los costes de explotación, deberán referirse todos ellos a una base común. Una posibilidad es considerar un periodo de referencia de duración anual, de forma que habrá que tener en cuenta los costes energéticos a lo largo de todo un año y los costes de inversión amortizados. Para ello, utilizando el factor de amortización  $F_{amort}$ , se tiene:

$$\text{Coste total anual} = C_{inversión} \cdot F_{amort} + C_{energía} \quad (17.43)$$

siendo ésta la función que hay que minimizar.

Hay que tener presente que la optimización de esta función está sujeta a ciertas limitaciones, como pueden ser: los diámetros posibles deben ser comerciales (se trata de una serie discreta), existen unos límites de velocidad máxima y mínima en la tubería de impulsión, si se extrae el agua de un pozo el caudal máximo está limitado por las características del pozo, etc.

La solución determina el régimen de bombeo (potencia de las bombas, número de bombas en marcha, horas de funcionamiento, momentos de arranque y parada de las bombas, etc.), el diámetro de la tubería de impulsión, y el volumen de regulación del depósito, de forma que se minimizan los costes totales del sistema.

## 6. TIPOS DE CONTROL DEL PUNTO DE FUNCIONAMIENTO

La regulación del punto de funcionamiento consiste en variar éste para mantener unos determinados parámetros de la instalación, básicamente presión y caudal, entre un rango de valores establecidos.

El proceso de regulación consiste en medir una serie de magnitudes y, en base a ellas, que el sistema de control modifique las características del elemento regulador para mantener los parámetros de regulación en el rango.

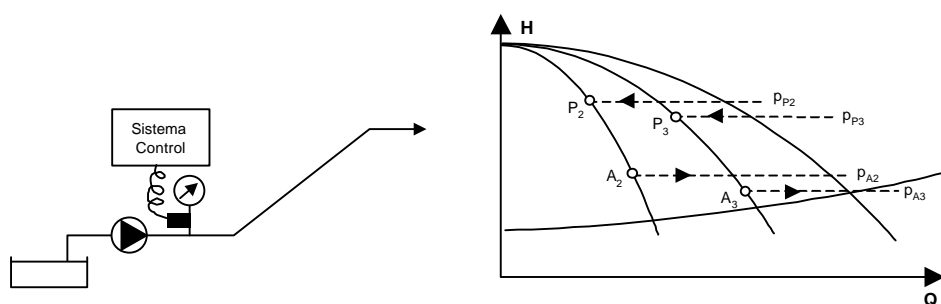
El tipo de control viene definido por la magnitud que es medida en el sistema para mantener el control. Se distinguen tres tipos de control según si se mide la presión, el caudal, o ambos.

### 6.1. Control manométrico

En el control manométrico la magnitud que se controla es la presión en algún punto del sistema de bombeo, generalmente a la salida de la bomba.

En los sistemas más sencillos, se dispone de tantos interruptores de arranque o parada como bombas tenga la estación de bombeo. Los interruptores están tarados a una presión máxima y mínima. Cada interruptor controla el arranque y paro de cada una de las bombas.

Los interruptores de paro y arranque son conocidos como presostatos, y así se denominarán en adelante.



**Figura 17.28. Control manométrico**

Las presiones de tarado de cada presostato están ligeramente desfasadas para evitar solapamientos de la señal. Se busca que sólo pare o arranque la bomba que corresponda, tal y como puede verse en la figura. Esto impide que existan muchas bombas asociadas en paralelo con este tipo de control pues el margen de las señales de arranque o paro desde la primera a la última es amplio.

Así, cuando se alcanza en la instalación una presión como la  $p_{A2}$  de la figura, el presostato tarado a dicha presión manda arrancar la bomba correspondiente. Si la presión sigue cayendo porque la característica motriz es insuficiente, se alcanza una presión  $p_{A3}$ , mandando otro presostato arrancar otra bomba, y así tantas bombas como existan.

Del mismo modo si se alcanzan una presión  $p_{P3}$ , el presostato de esa bomba la manda parar. Si la presión sigue aumentando debido a una demanda pequeña, al alcanzar el valor  $p_{P2}$ , el presostato de la bomba 2 la manda parar.

Además, los aumentos o disminuciones de presión, provocados en el transitorio del arranque o paro de las bombas, pueden dar lugar a que se dispare algún presostato innecesariamente. Para evitarlo, conviene colocarlos junto al calderín acumulador de presión que, como se comentará más adelante, conviene que lleven los bombeos.

En sistemas más complejos, los presostatos son sustituidos por un transductor de presión que manda, en continuo, la medida de presión a un autómata. El autómata tiene programadas las diferentes consignas de arranque y paro de las bombas, de tal manera que, comparando la medida de presión con las consignas, toma la decisión de arrancar o parar cada bomba.

Una característica de los sistemas de control manométricos es que no compensan la caída de altura piezométrica con el caudal.

En efecto, la pérdida de carga es función del caudal que circula por las conducciones. Las presiones de tarado de los presostatos se eligen de manera que sean suficientes para garantizar la demanda en los puntos de consumo.

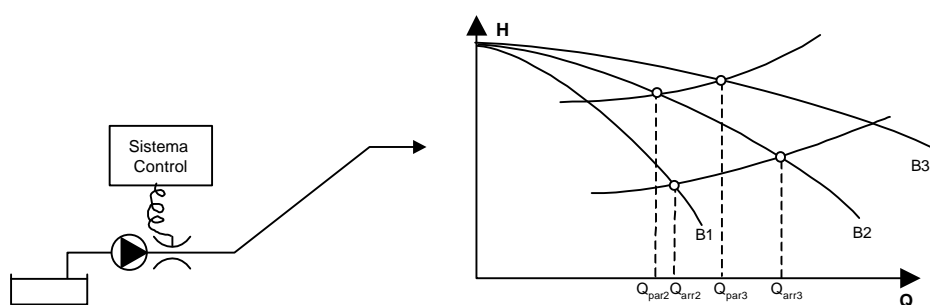
Observando el modo de regulación se comprueba que la presión de consigna debe asegurar la demanda para cuando el caudal que circula por la instalación es el máximo. Esto produce que cuando los caudales son menores que el máximo exista un exceso de presión.

Lo correcto sería que el sistema de control redujera la altura de bombeo conforme se reduce el caudal, pero esto no es lo que sucede con éste sistema, por lo que se considera que no compensa la pérdida de carga.

El control manométrico, a pesar de sus defectos, es el más extendido por la facilidad y economía de la medida de la presión.

## 6.2. Control caudalimétrico

En el control caudalimétrico la magnitud que se mide es el caudal. En base a ésta lectura, el sistema de control decide qué bomba se tiene que poner en marcha o qué bomba debe parar.



**Figura 17.29. Control caudalimétrico**

Cuando lo que se pretende controlar es el caudal impulsado, la medición del mismo permite corregir directamente la característica del elemento regulador para mantenerlo en el valor de consigna.

Generalmente sólo la regulación con bombas de velocidad variable permite mantener el caudal a un valor determinado, como se verá más adelante. En la regulación con bombas de velocidad fija sólo se aspira a mantenerlo en un rango.

Es por ello que en la mayoría de ocasiones se utilice la regulación caudalimétrica para mantener las presiones en el sistema. Es una regulación indirecta, pues requiere conocer la característica motriz o resistente del sistema para poder relacionar caudales con presiones.

En la figura previa se puede observar que cuando el caudal supera el valor  $q_{arr2}$ , las presiones en el sistema va a ser demasiado bajas para asegurar la demanda. Entonces, el sistema de control manda arrancar una bomba más. Lo mismo sucede cuando se supera el caudal  $q_{arr3}$ .

Si se reduce el caudal por debajo del valor  $q_{par3}$  se observa que sobre la curva de las 3 bombas asociadas en paralelo las presiones son excesivas, por lo que el sistema de control decide parar una de las bombas. Lo mismo sucede con el caudal  $q_{par2}$ .

Se está utilizando la medida de caudal para controlar presiones, de un modo indirecto.

Si se calculan correctamente las señales de arranque de las bombas, se puede seguir con cierta facilidad la curva de consigna del sistema hidráulico.

Ahora bien, si por alguna circunstancia la curva motriz de las bombas varía, y no es extraño que esto suceda durante su vida útil, las alturas de impulsión, para un caudal determinado, se ven alteradas con respecto a las iniciales.

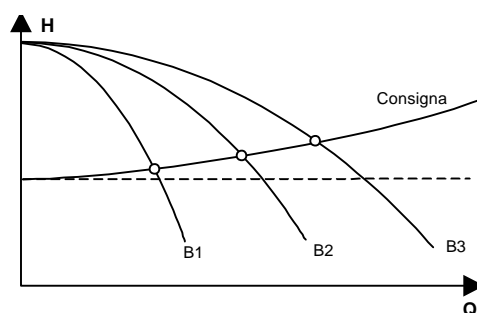
Así, puede suceder que la presión sea insuficiente para garantizar el servicio en un punto de consumo para un caudal inferior a  $q_{arr2}$ . Sin embargo, como el arranque de la bomba 2 se produce para cuando se alcanza ese caudal, no se pueden aumentar las presiones al no ponerse en marcha la segunda bomba y se está produciendo una situación en la que las presiones son insuficientes.

Sucede además que la medición de caudal es costosa y tiene una precisión menor que la de presión.

Es por ello que la regulación caudalimétrica no se utilice tanto como la manométrica.

### 6.3. Control Vogel

La regulación Vogel es una regulación manométrica que compensa la pérdida de carga que se produce en la instalación desde el punto de control hasta los de consumo. Se la llama también regulación manométrica compensada.



**Figura 17.30. Control Vogel**

Como la pérdida de carga es función del caudal, se miden tanto la presión como el caudal a la salida de la estación de bombeo.

El controlador corrige la consigna de presión según el caudal circulante con arreglo al valor de la curva de consigna estimada.

Es la regulación más completa pues con ella se puede seguir fielmente la curva de consigna de la instalación. El problema reside en lo complicado de su sistema de control, en el que, al precio de la medida de caudal, hay que añadir el del autómata de control y la dificultad intrínseca de la programación.

## 7. LA REGULACIÓN MEDIANTE INYECCIÓN DIRECTA.

Se van a comentar ahora los modos de regulación en los que se varía la curva motriz del sistema para modificar el punto de funcionamiento.

Las diferentes formas de modificar la curva motriz son: modificar el número de bombas asociadas en paralelo para tener diferentes curvas equivalentes según el número de bombas en marcha; modificar la velocidad de giro de la/s bomba/s; o una combinación de ambas.

### 7.1. Bombas de velocidad fija en paralelo

La regulación se consigue arrancando y parando las bombas que, asociadas en paralelo, equipan la estación de bombeo.

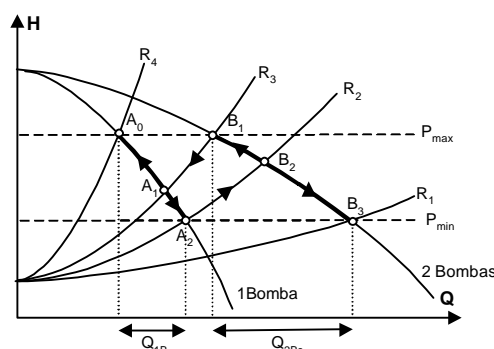
Las señales de arranque y parada de las bombas se establecen en base a unos niveles de presión mínima y máxima.

La presión mínima es aquella que garantiza el servicio en el punto y en las condiciones más desfavorables, o sea, para cuando se impulsa el caudal máximo de la instalación.

La presión máxima es tal que en la instalación se podrían producir problemas de roturas. Generalmente se establece como un margen sobre el valor de presión mínima.

Un esquema del modo de funcionamiento se puede apreciar en la figura. Se parte de la hipótesis que sólo hay una bomba puesta en marcha y que la curva resistente es la  $R_3$ , lo que da que el punto  $A_1$  como punto de funcionamiento de la instalación.

Ante un aumento de los consumos, la curva resistente desciende hasta la  $R_2$ . El punto de funcionamiento pasa a ser el  $A_2$ . Al seguir descendiendo la curva resistente, como consecuencia del aumento del número de consumos y por tanto de la demanda, la presión en el sistema baja del umbral de presión mínima establecido.



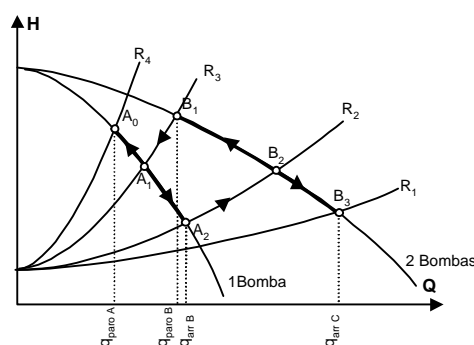
**Figura 17.31. Regulación con bombas de velocidad fija (BVF) y**

El sistema de control actúa arrancando la bomba 2. Automáticamente el punto de funcionamiento, con las 2 bombas en marcha, pasa a ser el  $B_2$ . SI la demanda es superior al

caudal del punto  $B_2$  entonces la curva resistente descenderá aún más buscando un aumento en el caudal impulsado.

Teniendo en cuenta que la demanda del sistema es mayor que el caudal de  $A_2$  (porque sino no hubiera hecho falta arrancar la bomba 2), existen varias posibilidades según sea el valor de la demanda: que la demanda esté por encima de  $B_2$  pero por debajo de  $B_3$  (en ninguna circunstancia la demanda podrá ser superior al caudal del punto  $B_3$  pues significaría que el bombeo es insuficiente y está mal calculado), que la demanda esté por debajo de  $B_2$  pero por encima de  $B_1$ , o que la demanda esté por debajo de  $B_1$ .

En los dos primeros casos, la curva resistente se desplazará hasta que el caudal impulsado y la demanda se igualen, manteniéndose la altura piezométrica del punto de funcionamiento en el rango.



**Figura 17.32. Regulación con bombas de velocidad fija y control**

Si la demanda es inferior al caudal del punto  $B_1$ , los consumos aumentarán su resistencia y la curva resistente se incrementará. Se alcanzará el punto  $B_1$  de la figura. Al seguir aumentando la curva resistente, para buscar reducir el caudal, la presión se elevará por encima del umbral de presión máxima. El sistema de control tomará la decisión de parar la segunda bomba.

El punto de funcionamiento se desplaza al  $A_1$ . Como la demanda es mayor que el caudal impulsado en  $A_1$  se inicia el ciclo.

Si la demanda se redujese por debajo del valor de  $A_2$ , la curva resistente fluctuará hasta que la demanda y el caudal impulsado se igualen, manteniéndose una sola bomba en funcionamiento y estando las piezométricas en el rango.

Así pues, si la demanda está entre el caudal de los puntos  $A_0$  y  $A_2$  se mantiene una sola bomba en marcha. Si la demanda está entre  $B_1$  y  $B_3$  entonces se mantienen dos bombas en funcionamiento.

El comportamiento que se ha explicado para dos bombas es extrapolable al caso que existan más de dos.

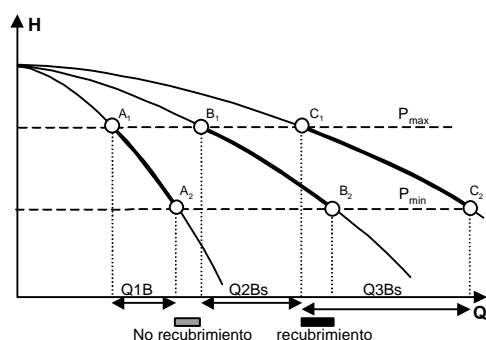
En el caso que el control sea caudalimétrico es muy similar. La única diferencia en el funcionamiento es que en lugar de establecer el control en base a unas señales de presión máxima y mínima se hace directamente en función de los caudales  $A_0$  y  $A_2$ , y  $B_1$  y  $B_2$  que son las lecturas que recibe el sistema de control, tal y como se puede apreciar en la figura.

Tiene la ventaja que la elección del rango de caudales permite compensar en cierta medida el aumento de la pérdida de carga con el caudal. Por el contrario tiene la desventaja que las presiones, o piezométricas mínimas, se relacionan con el caudal a través de las

curvas motrices de las bombas, y una variación de éstas puede provocar que se alcancen valores de presión inferiores al mínimo garantizado.

En estos sistemas de bombeo, puede suceder que si el caudal mínimo impulsado con 'n+1' bombas es mayor que el máximo impulsado por 'n' bombas en la zona de regulación, exista una zona de caudal que no es cubierta por ninguna bomba. Esta zona de caudales no cubierta por ninguna bomba es lo que se conoce como zona de no recubrimiento.

En la figura sucede que si la demanda está entre el caudal  $A_2$  y  $B_1$ , al ser mayor que el



**Figura 17.33. Recubrimiento en bombas asociadas en paralelo**

caudal máximo que puede dar una bomba, el sistema de control arranca la segunda bomba para satisfacerla. Ahora bien, al arrancar la segunda bomba, el caudal que se impulsa es mayor que la demanda, la curva resistente aumenta para adaptarse al caudal y aumenta la presión por encima de la máxima. La segunda bomba se para.

Como con una bomba el caudal es insuficiente para satisfacer la demanda la curva resistente descende, se alcanza la presión mínima y vuelve a arrancar la bomba 2, y así se repite el ciclo.

Cuando existe una demanda en la zona de no recubrimiento se producen continuos arranques y paradas de una de las bombas, lo que puede provocar su fallo.

Por el contrario, cuando el caudal mínimo impulsado por 'n+1' es menor que el caudal mayor impulsado por 'n' bombas, entonces en algún momento se van a igualar el caudal impulsado con la demanda. A la zona en que se superponen los caudales se le llama zona de recubrimiento.

Puede suceder que en la asociación de varias bombas, todas ellas iguales, al estar pocas bombas en marcha no exista recubrimiento, pero al aumentar el número de bombas en funcionamiento este se produzca, tal y como se puede apreciar en la figura anterior.

Esto es debido a que cuanto más plana es la curva de una bomba, más posibilidad existe que haya zona de recubrimiento.

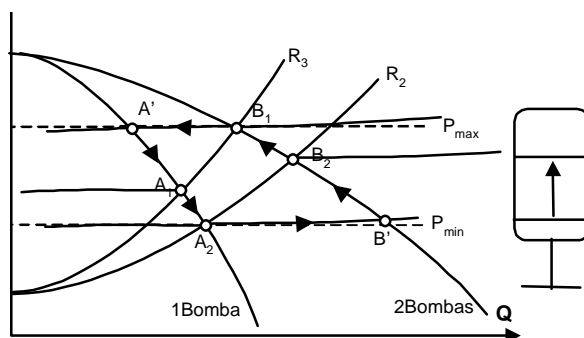
Es sabido que la asociación en paralelo de bombas da una curva resultante más plana que cualquiera de ellas y de ahí que cuantas más bombas estén en paralelo más recubrimiento habrá.

Si no existe zona de recubrimiento entre dos bombas, es preciso la instalación de un calderín acumulador que limite el número de arranques y paradas de las bombas.

Cuando el caudal impulsado es superior a la demanda, el exceso de caudal llena el calderín acumulador. Cuando el calderín quede lleno se alcanzará la presión máxima y se parará la bomba.

Por el contrario, cuando la demanda es superior al caudal impulsado, y siempre que haya volumen en el calderín, será éste quien suministre el defecto de caudal. Sólo cuando el calderín se vacíe se alcanzará la presión mínima de arranque de la siguiente bomba.

El calderín actúa como un elemento retardador del arranque o paro de la bomba, permitiendo que transcurra el tiempo mínimo entre dos arranques consecutivos.



**Figura 17.34. Efecto del calderín en el funcionamiento sin**

Es conveniente instalar un calderín también cuando exista recubrimiento por diversos motivos. Las fluctuaciones de presión en la aspiración de los grupos puede producir que no exista zona de recubrimiento en la franja de regulación de presión. Pero también puede suceder que la demanda fluctúe entre los valores de arranque y paro de alguna bomba, y aún existiendo recubrimiento, se produzcan arranques demasiado consecutivos de las bombas.

## 7.2. Bombas de velocidad variable

Otra posibilidad para modificar la curva resistente de la instalación, sin ir acoplando bombas en paralelo, es modificar la velocidad de giro de la bomba.

Las leyes de la semejanza en turbomáquinas establecen las curvas de comportamiento de una bomba cuando gira de diferente velocidad de la nominal.

Recordando, la expresión de la altura de la bomba en función del caudal es:

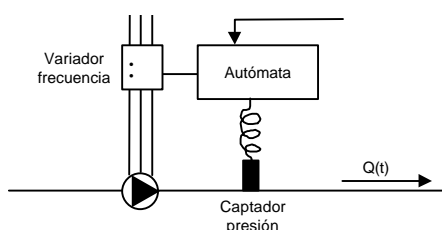
$$H = A a^2 - B_0 a Q - C_0 Q^2 \quad (17.44)$$

Donde  $a$  es la relación de velocidades con respecto a la nominal  $a = \frac{N}{N_0}$ .

Lo que indica la expresión es que cuando la velocidad es menor que la nominal la curva de la bomba está por debajo de la curva nominal.

Aunque no es el único modo de variación de la velocidad de giro que ha sido utilizado en estaciones de bombeo, la tendencia actual es a utilizar los variadores de la frecuencia de la corriente alterna que se suministra al motor como el elemento que produce la variación de la velocidad.

El sistema de control está formado entonces por un transductor de presión, un medidor de caudal, o ambos, ubicados en la impulsión de la bomba. La señal de presión o de caudal es enviada a un autómata programable que la compara con la consigna que le ha sido programada. En función de la discrepancia que observe, permitiendo un margen de seguridad, manda una señal a un variador de frecuencia que modifica la frecuencia de la red y le hace llegar al motor, corriente alterna a una nueva frecuencia.





El mecanismo de regulación, cuando lo que se pretende regular es la presión de impulsión, funciona de la siguiente forma.

Se define una consigna de presión que es la que el sistema de control va a tender a mantener. Alrededor de esta consigna, el propio sistema de control establece unos márgenes de regulación que tienen en cuenta el error de medida por la precisión de los aparatos, permite que la altura fluctúe por el ruido que pueda haber en el propio sistema hidráulico, y además es un margen necesario por el propio sistema de control para poder establecer una nueva velocidad de giro.

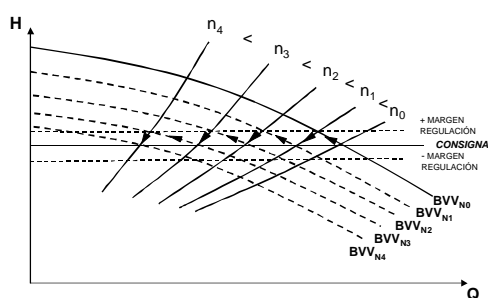
Se parte, por ejemplo, de una situación en la que la bomba está girando a su velocidad nominal. Si el número de consumos se reduce, la curva resistente aumenta, por ejemplo hasta la curva  $n_1$  de la figura. Disminuye la demanda y el punto de funcionamiento de la instalación se desplaza sobre la curva de la bomba para aumentar la altura de bombeo.

El sistema de control permite fluctuar la altura dentro del margen de regulación pero, en el momento en que detecta que la altura excede del margen superior, toma la decisión de corregir la velocidad de giro pasando la bomba a girar a la velocidad  $N_1$ .

En el caso contrario, si el número de consumo aumenta, la curva resistente se desplaza hacia abajo, aumentando la demanda y reduciéndose la altura. Al disminuir la altura por debajo del margen inferior, el sistema de control lo detecta y decide aumentar la velocidad de giro.

La velocidad de giro se puede reducir hasta un punto en que la bomba no impulsa caudal. Conviene que el sistema de control detecte tal situación para que, si permanece en el tiempo, parar definitivamente la bomba y evitar que pueda estar girando a caudal nulo.

Debido a que el control es de tipo manométrico, el sistema de control no sabe cuando no circula caudal por la instalación. Es por ello que hay que indicarle una consigna de velocidad, de tal modo que cuando se alcance dicha velocidad el sistema pare la bomba.



**Figura 17.36. Regulación con bombas de**

Cuando el mecanismo de modificación de la velocidad de giro es un variador de frecuencia, la velocidad de giro del motor es función de la frecuencia de la corriente alterna que alimenta el motor eléctrico, y que evidentemente es conocida por el variador. Por tanto, no se efectúa un control sobre la velocidad de giro como tal sino sobre la frecuencia de la corriente de alimentación.

La velocidad de sincronismo del motor y la frecuencia de la corriente están relacionados, para motores asíncronos, por el número de pares de polos del motor, según la expresión:

$$N = \frac{60f}{p} \quad (17.45)$$

donde  $n$  es la velocidad de sincronismo del motor (que salvo en el valor del deslizamiento, coincide con la velocidad de giro del motor),  $f$  es la frecuencia de la corriente en Hz, y  $p$  es el número de pares de polos

Si sucede que la bomba impulsa un caudal nulo, es conveniente pararla para evitar consumos energéticos innecesarios y evitar deterioros.

El caudal nulo se producirá cuando la altura de aspiración más la altura a válvula cerrada de la bomba a una determinada velocidad de giro sea igual a la altura de consigna.

Esta velocidad de giro, que se puede considerar como mínima, se determina despejando de la condición anterior:

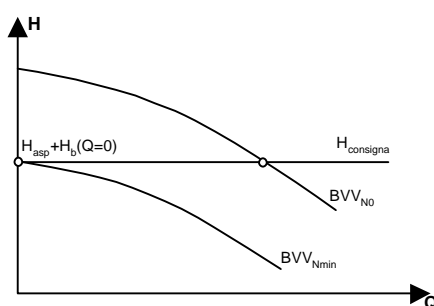
$$H_b(Q=0) = A a_{\min}^2 = H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}} \quad (17.46)$$

$$a_{\min} = \frac{N_{\min}}{N_0} = \sqrt{\frac{H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}}}{A}} \quad (17.47)$$

$$N_{\min} = N_0 \sqrt{\frac{H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}}}{A}} \quad (17.48)$$

$$f_{\min} = \frac{N_{\min} p}{60} = \frac{p N_0}{60} \sqrt{\frac{H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}}}{A}} = f_0 \sqrt{\frac{H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}}}{A}} \quad (17.49)$$

El rango de frecuencias de regulación normal suele oscilar entre los 35 y los 55 Hz.. Como se comentará más adelante, se puede aumentar la velocidad de giro de la bomba ligeramente por encima de la nominal para evitar ciertos problemas de regulación, siempre y cuando el motor eléctrico que acciona la bomba admita el aumento de potencia

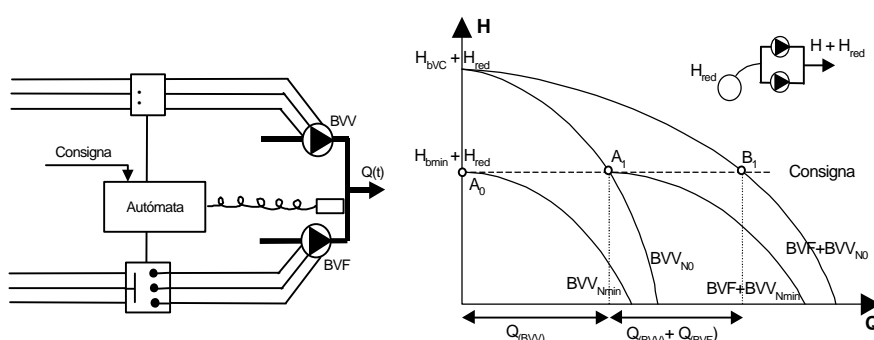


**Figura 17.37. Rango de regulación de velocidad**

El comportamiento explicado es de aplicación cuando sólo hay una bomba o cuando son varias las bombas de velocidad variable acopladas en paralelo. Para este segundo caso se trabaja directamente con la curva equivalente de la asociación de las bombas.

No obstante no es normal encontrar instalaciones que equipan varias bombas en paralelo siendo todas ellas de velocidad variable. Cuando todas las bombas disponen de variación de la velocidad, cada una de ellas debe equipar su propio variador de frecuencia, lo que encarece la instalación.

En el apartado siguiente se comentará cómo se puede realizar una regulación con una demanda de caudal muy variable, utilizando la regulación de la velocidad de giro para el ajuste del punto de funcionamiento, pero sin recurrir a una solución tan costosa.



**Figura 17.38. Esquema de control e hidráulico de la regulación**

### 7.3. Regulación compartida entre bombas de velocidad fija y de velocidad variable.

La estación de bombeo de regulación compartida está compuesta por una única bomba de velocidad variable asociada en paralelo con tantas bombas de velocidad fija como sea necesario para la instalación.

La misión de las bombas de velocidad fija es cubrir los escalones de caudal en la regulación. Por su parte, la bomba de velocidad realiza el ajuste fino del caudal impulsado entre dos escalones consecutivos.

El sistema de control se completa con un captador, de presión generalmente, que manda sus medidas a un autómata. El autómata controla tanto el arranque y paro de las bombas de velocidad fija, como la velocidad de la bomba de velocidad variable.

El modo de funcionamiento del bombeo es el siguiente:

Se va a suponer que inicialmente sólo está en marcha la bomba de velocidad variable. La regulación se realiza tal y como se ha comentado en el apartado anterior.

Como existen más bombas asociadas en paralelo, el caudal máximo que puede impulsar la bomba de velocidad variable (BBV a partir de ahora), es menor que la demanda máxima de la instalación.

Para impulsar este caudal máximo, caudal  $A_1$ , la BVV deberá girar a su velocidad nominal. Si la demanda aumenta por encima de  $A_1$ , la altura de impulsión disminuye, el autómata detecta la disminución de altura e intenta aumentar la velocidad de giro de la BVV. Como ésta gira a su velocidad nominal, no puede aumentar más su velocidad de giro y el autómata toma la decisión de arrancar la bomba de velocidad fija (BVF a partir de ahora).

En ocasiones, para evitar problemas si la demanda coincide exactamente con el caudal  $A_1$ , se permite que la BVV gire a una velocidad ligeramente superior, hasta un 10%, cubriendo el aumento de demanda.

Al arrancar la BVF, el autómata hace girar la BVV a su velocidad mínima. A partir de este punto, la BVF se mantiene en marcha y la BVV comienza a regular ajustando el caudal de impulsión a la demanda cuando esta adopta valores entre  $A_1$  y  $B_1$ .

Si, estando ahora la BVF en marcha, disminuye la demanda por debajo de  $A_1$  entonces el sistema de control se vería obligado a reducir la velocidad de giro de la BVV por debajo del valor mínimo. El autómata entonces para la BVF y pone la BVV a su velocidad nominal.

Para poder parar la BVF, estando la BVV en marcha, se debe asegurar que el caudal que impulsa la BVV a su velocidad nominal debe ser igual que el que impulsaba la asociación en paralelo de la BVF y la BVV a  $N_{\min}$ . La altura de impulsión, tanto para la BVF como para la BVV, es la misma, la altura de consigna.

Siendo capaz la BVV de impulsar el caudal, se pone a regular su velocidad de giro para ajustar la demanda entre  $A_1$  y  $A_0$ .

La velocidad mínima de giro de la BVV, en el momento de para la BVF es:

$$N_{\min} = N_0 \sqrt{\frac{H_{\text{consigna}} - H_{\text{asp}}}{A}} \quad (17.50)$$

donde  $A$  es el término independiente de la expresión analítica de la curva de la bomba.

Para la regulación compartida con control Vogel, el proceso es similar, sólo que la consigna no es una recta de altura constante, sino una curva que tiende a compensar el aumento de pérdida de carga que se produce en la instalación con el aumento de caudal.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Arizmendi, J.L. (1991). Instalaciones urbanas. Infraestructura y planeamiento. Tomo II: Infraestructura hidráulica y evacuación de residuos. Ed. Bellisco. Madrid (España).
- Arocha, S. (1978). Abastecimientos de agua. Ed. Vega. Caracas (Venezuela).
- Bonnin, J. (1977). Hydraulique urbaine. Ed. Eyrolles. París (Francia).
- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., Martínez, F., Andrés, M. y García, M. (1996). Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. Ed. Grupo Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia (España).
- Cañadas Martínez, R. (1998). Regulación de estaciones de bombeo con bombas de velocidad fija y con bombas de velocidad variable. Valencia (España).
- Dupont, A. (1974). Hydraulique urbaine. Tome II: Ouvrages de transport, elevation et distribution des eaux. Ed. Eyrolles. París (Francia).
- Escolá, R., Ayarza, A., y Martín, B. (1984). Depósitos de agua elevados. Descripción, cálculo, optimización. Bilbao (España).
- Mayol, J.M. (1983). Tuberías. Tomo II: Instalaciones de conducción, distribución y saneamiento. Editores Técnicos Asociados. Barcelona (España).
- Office International de L'Eau (1995) La suppression. Principe, applications, dimensionnement. Ed. Office International de L'Eau. Limoges (Francia).
- Valiron, F. (1986). Mémento de l'exploitant de l'eau et de l'assainissement. Ed. Technique et Documentation (Lavoisier). París (Francia).

## CAPÍTULO 18

# ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRANSITORIOS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO.

Pedro L. Iglesias Rey  
Vicente S. Fuertes Miquel  
Joaquín Izquierdo Sebastián  
Fco. Javier Martínez Solano

### 1. INTRODUCCIÓN

El diseño de una tubería a partir de los datos de la instalación (caudal, perfil y trazado de la conducción, material empleado, etc.) es un problema que se aborda mediante el estudio del régimen permanente de circulación del agua por las tuberías. El timbrado de la conducción determina a partir del diámetro y del perfil de la conducción, las distintas presiones que debe soportar la tubería en sus diferentes secciones rectas. Con estas presiones máximas se determinan los espesores de la conducción a lo largo de su tendido.

A continuación debe determinarse cuáles son los cambios de presión que se originan en el sistema derivados de los cambios de velocidad de circulación del agua. Es decir, debe abordarse el análisis de los fenómenos transitorios y determinar las sobrepresiones y depresiones que pueden generarse respecto de los niveles calculados en régimen estacionario. En caso de no considerar estos fenómenos pueden producirse deterioros notables en el sistema.

El objeto de este capítulo es pasar revista a los diferentes dispositivos utilizados para el control de transitorios, discutiendo sus principales características así como las condiciones en que resulta conveniente su utilización. Salvo en algunas excepciones no se va a considerar el problema de determinar su tamaño y prestaciones para limitar los efectos del transitorio hasta un nivel deseado. El estudio de los problemas de dimensionado puede seguirse en las obras más clásicas de estudio de transitorios hidráulicos (Chaudhry, 1987; Wylie y Streeter, 1993) o bien en textos especializados de publicación más reciente, como Iglesias et al (1995).

### 2. METODOLOGÍAS A SEGUIR EN EL CONTROL DE TRANSITORIOS

El valor máximo de la sobrepresión o depresión que puede generarse en un sistema, tal como se ha descrito en capítulos anteriores es el denominado pulso de Joukowski o de Allievi. Así, salvo situaciones excepcionales, el valor máximo del pulso de presión es un fenómeno transitorio viene dado por la expresión:

$$\Delta p = \rho a \Delta v \quad \rightarrow \quad \Delta H = \frac{a}{g} \Delta v \quad (18.95)$$

donde  $\Delta p$  y  $\Delta H$  es el pulso de presión experimentado respectivamente en unidades de presión o de altura piezométrica,  $\Delta v$  es el incremento de velocidad experimentado,  $\rho$  es la densidad de fluido y  $a$  la celeridad de la onda de presión según se definió en capítulos anteriores.

Las situaciones de carácter excepcional en las que el pulso máximo que puede alcanzarse en el sistema es superior al recogido por la expresión anterior son fundamentalmente:

- El sistema alcanza una depresión suficiente como para que el agua se convierta el fase vapor (cavitación).
- En el sistema se encuentran bolsas de aire atrapado.
- Se produce en el sistema efectos introducidos por las vibraciones de la conducción o de alguno de los elementos instalados en la misma. Esta circunstancia es muy improbable en sistemas de distribución convencionales.

Todas estas situaciones de carácter excepcional pueden generar sobrepresiones que pueden rebasar el valor máximo de Joukowski, si bien esto no tiene por qué ocurrir necesariamente. En no pocas ocasiones pueden presentarse situaciones como las indicadas con anterioridad sin alcanzarse pulsos de presión superiores a los recogidos por la expresión (8.23).

La relación (8.23) nos muestra con claridad como la causa que genera las variaciones de presión son los cambios de velocidad en la conducción. Por este motivo, la primera actuación sobre cualquier fenómeno transitorio es tratar, en la medida en que sea posible, de disminuir y ralentizar estos cambios de velocidad y del caudal. Se trata de alargar lo máximo posible estos fenómenos. En una palabra, se trata de actuar directamente sobre la causa que genera el transitorio perturbación porque de este modo se mitigarán sus efectos.

En las ocasiones en que no se puede actuar alargando el transitorio debe actuarse indirectamente sobre el sistema. Esto es, una vez el fenómeno transitorio ha comenzado y se han generado las perturbaciones de presión deben mitigarse y minimizarse sus efectos.

En consecuencia, y a modo de resumen, se dispone de dispositivos de acción directa e indirecta. Los primeros se instalan en serie con la conducción a proteger ejerciendo una acción claramente intensiva sobre la causa que genera el transitorio y desde el instante inicial en que comienza éste. Los segundos se disponen en paralelo y no actúan sobre la causa que genera el transitorio; llevan a cabo su intervención en el momento oportuno, salvo en algunos casos especiales, cuya acción es prácticamente inmediata.

Así, los dispositivos de protección contra los efectos de un transitorio hidráulico se pueden agrupar de la siguiente manera.

*Tabla 18.3. Clasificación de los dispositivos de protección.*

Dispositivos de acción directa	Volantes de inercia
	Válvulas de retención
	Válvulas de cierre programado
Dispositivos de acción indirecta	Chimeneas de equilibrio
	Tanques unidireccionales
	Calderines de aire
	By-pass
	Ventosas
	Válvulas de alivio

Válvulas reguladoras de  
presión o anticipadoras de  
onda

### 3. VOLANTES DE INERCIA.

Las masas giratorias del grupo motor-bomba tienen un momento de inercia bien determinado. A medida que su valor es mayor la parada del grupo es más lenta y en consecuencia los cambios de velocidad más suaves, lo que se traduce en sobrepresiones y depresiones más reducidas en el sistema hidráulico. Por tanto, la solución de aumentar la inercia del sistema de bombeo contribuye a disminuir los efectos no deseados de un transitorio hidráulico. De hecho en el capítulos precedentes aparecen las ecuaciones básicas correspondientes a la parada de bomba. Si se quiere simular la repercusión de un aumento de la inercia, tan solo debe modificarse el parámetro  $I$ , analizando nuevamente el transitorio.

La eficacia de un volante de inercia para mitigar los fenómenos transitorios depende de las características de la instalación, principalmente de la relación entre la inercia del grupo motor-bomba y la inercia de la columna de agua. Así Stephenson (1989) proporciona una expresión sencilla que permite conocer si resulta de aplicación la instalación de un volante de inercia

$$\chi = \frac{I w_0^2}{\rho Q_0 L V_0} \eta_0 \leq 5 \quad (18.96)$$

donde  $I$  es la inercia del grupo en  $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ ;  $w_0$  la velocidad de giro (rad/seg) del grupo;  $\eta_0$  el rendimiento del grupo en tanto por uno;  $V_0$ ,  $Q_0$  la velocidad y caudal de régimen; y  $L$  la longitud de la conducción.

Asimismo existen ábacos adimensionales (Parmakian, 1963), como los recogidos en la Figura 18.88, que permiten determinar la depresión mínima originada tras la parada del grupo a partir de las características de la instalación:

$$K = \frac{M_0}{2I w_0} \quad 2p = \frac{a V_0}{g H_0} \quad (18.97)$$

donde  $M_0$  es el par en el eje de la bomba en las condiciones de funcionamiento en régimen,  $H_0$  es la altura de régimen de la bomba y el resto de variables han quedado definidas ya.

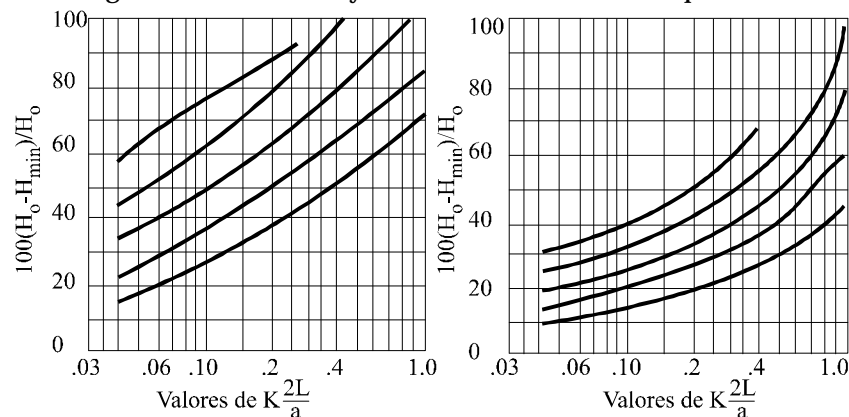


Figura 18.88. Depresión mínima tras la parada de la bomba (Parmakian, 1963).



#### 4. VÁLVULAS DE CIERRE PROGRAMADO.

Uno de los efectos característicos de las válvulas instaladas en los sistemas hidráulicos a presión son la generación de fuertes transitorios en las instalaciones cuando se procede a la maniobra de las mismas. Así, el cierre de las válvulas, en sus diferentes tipos es el origen de la aparición en las instalaciones hidráulicas de las sobrepresiones y depresiones más importantes. El conocimiento este tipo de fenómenos transitorios es fundamental para seleccionar las maniobras de operación sobre las mismas. En esta dirección se presentan a continuación, antes de proceder al estudio en detalle de los cierres reales de las válvulas, algunos conceptos que son fundamentales en el análisis (los conceptos de cierre rápido y cierre lento, la fórmula de Michaud, la fórmula de Mendiluce, etc).

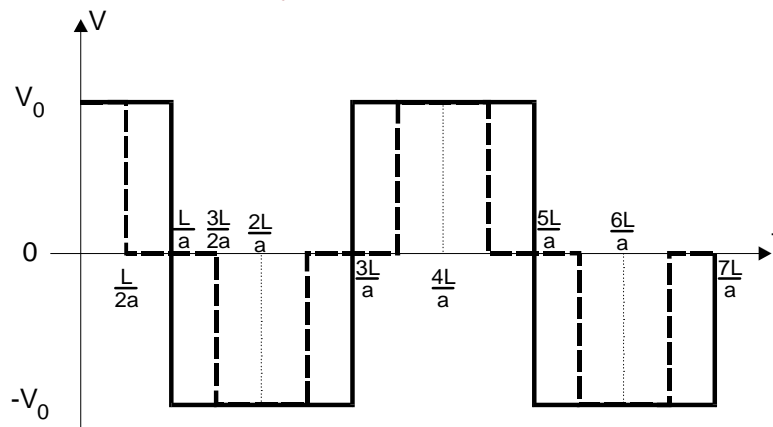
##### 4.1. Concepto de cierre rápido y cierre lento

Considérese la instalación de la Figura 18.89, en la que al final de la conducción se halla una válvula cuyo tiempo de maniobra,  $T_c$ , es variable. Si, partiendo de las condiciones de régimen, se produce un cierre instantáneo y total ( $T_c = 0$ ), se generará, obviamente, una sobrepresión máxima igual al pulso de Joukowski, como consecuencia de que todo el fluido es obligado por la válvula a pararse de manera inmediata. El resto de la columna va deteniéndose de manera progresiva, con una celeridad  $a$ , como consecuencia de admitir efectos elásticos en fluido y paredes.



Figura 18.89. Descarga de un depósito controlada por una válvula.

Tras el cierre de la válvula la onda de presión viaja en el sentido de aguas arriba, hasta el depósito a donde llega en el instante  $L/a$  y allí se refleja, invirtiéndose el signo de su pulso. Posteriormente, en el tiempo  $t = 2L/a$  la onda llega nuevamente a la válvula que la generó. La evolución de la presión y de la velocidad en el punto medio de la tubería, que muestra la figura 6, posibilita una mejor comprensión del fenómeno.



*Figura 18.90. Variación de la presión y de la velocidad del punto medio de la conducción (Figura 18.89), tras un cierre instantáneo ( $T_c=0$ ).*

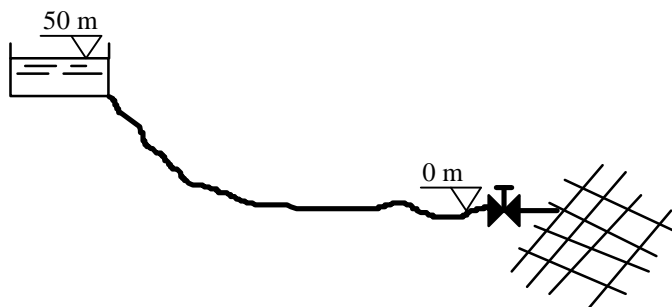
Supóngase ahora que el cierre ya no es instantáneo, ( $T_c > 0$ ), pero se cumple la desigualdad  $T_c < 2L/a$ . Es claro que se alcanzará en la válvula la máxima sobrepresión  $\Delta p = \rho a V_0$  antes de que las primeras ondas que partieron de ella estén de vuelta con su signo invertido. Lógicamente, en este caso, se alcanza tal sobrepresión máxima por suma de una serie de ondas infinitesimales que son la consecuencia de los distintos cierres progresivos de la válvula hasta el cierre total. A un cierre como éste, que no es instantáneo pero que no impide que se alcance la sobrepresión de Joukowski, se lo llama cierre rápido.

Si, finalmente,  $T_c$  es superior a  $2L/a$ , aún no se habrá cerrado por completo la válvula cuando las primeras ondas negativas, procedentes del depósito, estén ya de vuelta. Estas ondas negativas de retorno, tras el nuevo rebote con la válvula, serán origen de nuevas ondas negativas que se compensarán de alguna forma con las ondas positivas que todavía produce la válvula que aún se está cerrando. En consecuencia, no se alcanzará la máxima sobrepresión  $\rho a V_0$  y se dirá que se trata de un cierre lento.

El planteamiento precedente se corresponde con el cierre de una válvula en donde el tiempo operacional queda perfectamente definido a partir de  $T_c$ . Sin embargo, para otros tipos de perturbaciones, como por ejemplo la parada de una bomba, es posible generalizar este concepto, y se habla, en general, de acontecimiento rápido y acontecimiento lento. En el caso de la parada de una bomba, por ejemplo, se toma como equivalente al tiempo de cierre  $T_c$ , el tiempo transcurrido desde que se opera la parada de la bomba, en cuyo instante la velocidad del fluido es igual a  $V_0$ , y el momento en que el flujo de agua invierte su sentido. Si este tiempo de inversión de flujo,  $T_i$ , es inferior a  $2L/a$  se habla de parada de bomba rápida (o acontecimiento rápido). Si, por el contrario, el sistema tuviera una notable inercia el tiempo de inversión  $T_i$  sería superior a  $2L/a$  y se hablaría de una parada lenta (o acontecimiento lento).

#### 4.2. Ejemplo: Estudio del cierre de válvula más adecuado para una instalación.

Se dispone de una aducción por gravedad desde un depósito de traida hasta la entrada a una población, tal como muestra la figura. Por necesidades de operación en el sistema la válvula de entrada a la población debe cerrarse en diversas ocasiones a lo largo del día, por lo que se aborda estudiar como debe ser el cierre de dicha válvula para no generar fenómenos transitorios no deseados en la conducción.



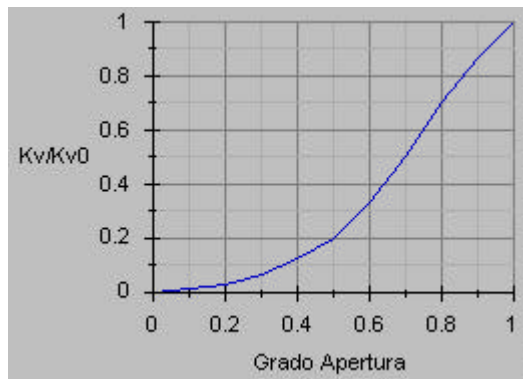
Se supone que la población mantiene en todo momento una contrapresión en el punto aguas abajo de la válvula de valor aproximado a 30 mca.

Los datos principales de la conducción son: diámetro interior 400 mm; factor de fricción (que ha sido adecuadamente calculado a partir

de la rugosidad del material)  $f=0.016$ ; y celeridad de la onda de presión (por simplificar) 1000 m/seg.

La válvula situada en el extremo aguas abajo de la aducción es de diámetro nominal 300mm, con un coeficiente de caudal a válvula completamente abierta de valor :

$$Kv_0 = 1960 \text{ m}^3/\text{h (kg/cm}^2\text{)}$$



Se admite que la evolución del coeficiente de caudal de la válvula en función del grado de apertura es el que se indica en la figura, siendo el grado de apertura de la válvula del 65%.

El cálculo del caudal de régimen se obtiene sobre la base de considerar las pérdidas por fricción en la conducción y las pérdidas de la válvula para el grado de apertura del 65%. Para dicho grado de apertura el valor de  $Kv/Kv_0$  es 0.41, por lo que el coeficiente de caudal es  $811 \text{ m}^3/\text{h (kg/cm}^2\text{)}$ . El caudal final de circulación por la conducción en régimen es de 185 l/seg.

Mediante diferentes simulaciones por ordenador se trata de ver cómo puede realizarse un breve análisis de las diferentes alternativas de cierre posibles de la válvula.

#### *Estudio de cierres rápidos en la conducción*

A partir de los datos de la conducción puede establecerse la frontera entre lo que se denominaría un cierre rápido y un cierre lento:

$$T = \frac{2L}{a} = 6 \text{ seg.}$$

Por tanto, si se generan cierres de la válvula en tiempos inferiores a 6 segundos se generarán sobrepresiones y depresiones en la conducción de valor igual al pulso de Joukowsky. En este caso el pulso de Joukowsky vale:

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_0 = \frac{1000}{9.81} 1.472 = 150.07 \text{ mca}$$

En definitiva, las sobrepresiones máximas que se generan en los puntos próximos a la válvula serán igual al valor de la piezométrica en régimen en el punto inmediatamente aguas arriba de la válvula más el valor del pulso de Joukowsky originado por el cierre de la válvula:

$$H_{\max} = H_0 + \Delta H = 36.75 + 150.07 = 186.82 \text{ mca}$$

A continuación se realiza una simulación mediante ordenador programando el cierre de la válvula en un tiempo, por ejemplo de 6 segundos, con lo cual se garantiza que en el punto situado junto a la válvula aparecerá el pulso máximo de Joukowsky. El valor máximo de presión obtenida en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula es:

$$H_{\max} = 192.87 \text{ mca}$$

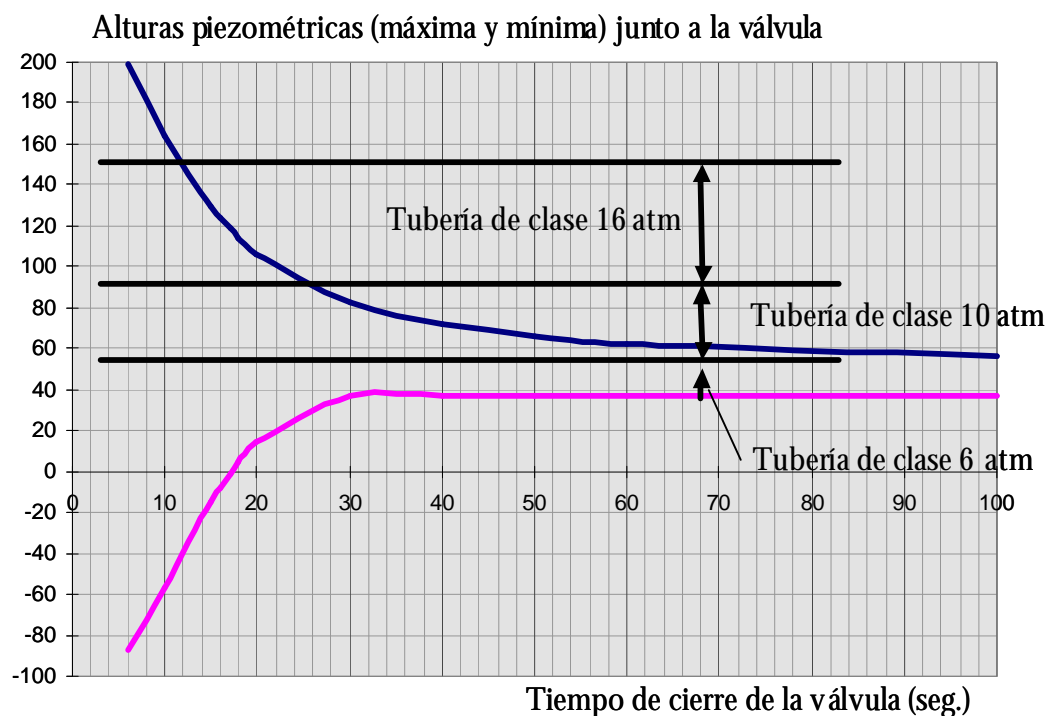
valor ligeramente superior al establecido tan solo considerando el pulso de Joukowski. Esto es debido al efecto del empaquetamiento de las ondas tras producirse el cierre de la válvula, que origina un aumento ligeramente superior al de Joukowski. Más detalles sobre el fenómeno de empaquetamiento pueden seguirse en Abreu et al (1995).

### Estudio de cierres lentos

Se trata ahora de estudiar para tiempos mayores de 6 segundos como se comportan las depresiones y sobrepresiones generadas en la instalación para diferentes tiempos de cierre. Así, en base a realizar simulaciones sucesivas sobre la misma instalación se obtiene la siguiente tabla:

$T_c(\text{seg})$	6	10	15	16	17	18	20	30	40	50	60	100
$H_{\text{máx}}$	192.	163.	129.	123.	118.	113.	107.	82.3	71.8	66.1	62.5	56.2
	9	4	5	7	5	8	8					
$H_{\text{mín}}$	-83.9	-56.9	-14.7	-7.76	-1.19	4.50	14.5	36.7	36.7	36.7	36.7	36.7

cuya representación gráfica es:



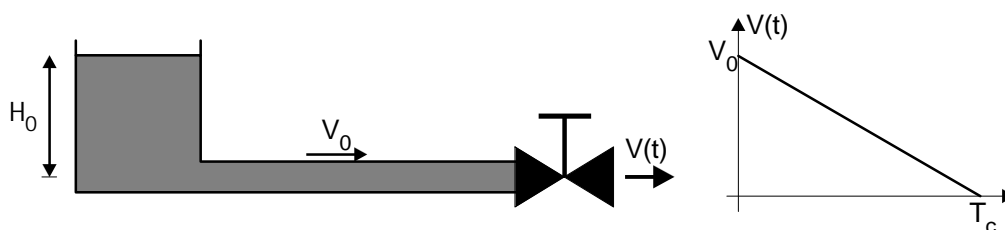
Sobre la gráfica de la figura anterior pueden analizarse diversas situaciones que permiten establecer algunas directrices sobre la maniobra de la válvula. Para ello se va a centrar el análisis tan solo en lo que ocurre en las inmediaciones de la válvula; si bien en un estudio más detallado deberían analizarse el resto puntos de la conducción también con detalle. Asimismo se admite que para el timbrado de la conducción existen diferentes clases de tubería de presiones de trabajo: 4, 6, 10 y 16 atm.

En base a los criterios establecidos y a la gráfica obtenida mediante la realizaciones de simulaciones sucesivas se puede concluir:

- Tiempos de cierre inferiores a 17 segundos originan problemas de depresiones al menos en el punto situado aguas abajo arriba de la válvula. Para tiempos superiores a 17 segundos deberían analizarse con detenimiento otros puntos.
- Si el tiempo de cierre es aproximadamente de 17 segundos no se tienen problemas de depresiones, pero se necesita timbrar la tubería a 16 atm, por cuanto las presiones generadas en las proximidades de la válvula son del orden de 120 mca; muy superiores a la siguiente clase de precisión.
- Maniobras entre 17 y 22 segundos no presentan ninguna ventaja, por cuanto el aumento del tiempo de maniobra no compensa la reducción de presión máxima lo suficiente como para reducir una clase de timbrado de tubería.
- Con tiempos de maniobra entre 22 y 60 segundos puede emplearse en el tramo junto a la válvula un material de presión de trabajo 10 atm.
- Si pueden conseguirse maniobras superiores a los 60 segundos las depresiones son tan bajas que puede reducirse la clase de timbrado hasta 6 atm.
- Finalmente, aunque las presiones mínimas son del orden de 3'6 atm, no podría llegarse a emplear nunca materiales de timbrado inferior a 6 atm, por cuanto el siguiente material sería de 4 atm y el valor de la presión en régimen estático (con la válvula completamente cerrada) es de 5 atm (50 mca).

#### 4.3. Ejercicio. Deducción de la fórmula de Michaud.

Calcular la máxima sobrepresión generada, en una aducción por gravedad como la de la figura, por el cierre de la válvula situada en su extremo aguas abajo. El cierre de la válvula se produce de forma tal que la velocidad en la misma disminuye de forma lineal desde el valor de régimen hasta cero a lo largo del tiempo  $T_c$  de maniobra.



#### Solución.

Supóngase el sistema hidráulico de la figura anterior, en el que se cierra la válvula de su extremo aguas abajo en un tiempo  $T_c$  superior al tiempo característico del transitorio ( $2L/a$ ). Un tiempo de cierre superior al tiempo característico supone que antes de cerrarse completamente la válvula (y por tanto anularse completamente el caudal) vuelve una onda negativa que alcanza dicha válvula en el instante  $2L/a$ . Esta reflexión en la válvula compensa las nuevas ondas positivas que pueden seguir generándose en la válvula. En estas circunstancias el aumento de presión que se genera en la válvula mediante el progresivo cierre de la misma se ve compensado por las ondas negativas que allí llegan, y en

consecuencia, con un decremento lineal de la velocidad el instante en que se alcanza la máxima sobrepresión es, precisamente  $2L/a$ .

La ley de velocidades en la válvula, al tener una reducción lineal es

$$V = V_0 \left( 1 - \frac{t}{T_c} \right)$$

por lo que el decremento de velocidad sufrido entre el instante inicial y el instante en que se produce la máxima sobrepresión ( $2L/a$ ) es

$$\Delta V = V \left( t = \frac{2L}{a} \right) - V_0 = V_0 \left( 1 - \frac{2L}{aT_c} \right) - V_0 = -\frac{2LV_0}{aT_c}$$

La máxima sobrepresión generada por dicha reducción de velocidad es

$$\Delta H = -\frac{a}{g} \Delta V = \frac{2LV_0}{gT_c}$$

que se conoce como la **fórmula de Michaud**, y cuya validez se reduce a las condiciones de variación de velocidad establecidas.

#### 4.4. Los cierres reales de válvulas.

Los conceptos mostrados con anterioridad, relativos a cierres rápidos y cierres lentos, (y fundamentalmente la fórmula de Michaud) adolecen de un problema que hace difícil extrapolar el concepto al caso de cierres de válvulas reales. Durante el cierre de una válvula en ningún momento el operario dispone de control sobre la evolución de la velocidad  $V(t)$  (o caudal  $Q(t)$ ) en la válvula a lo largo del tiempo. En el mejor de los casos, si se conoce la característica hidráulica de la válvula (coeficiente de pérdidas en función del grado de apertura) puede controlarse la evolución del coeficiente de pérdidas que introduce la válvula, maniobrando adecuadamente la misma. Por ello, todos los razonamientos hechos con anterioridad relativos a la evolución de la velocidad en la válvula carecen de importancia, por cuanto esta evolución no depende de la maniobra de la válvula, sino que es un resultado de la operación sobre la válvula y la influencia de la misma sobre el sistema.

La relación que expresa el comportamiento de una válvula durante el régimen transitorio no es más que una extrapolación de su comportamiento en régimen transitorio. Se trata de una expresión del tipo:

$$Q = K_v(\theta) \sqrt{\Delta H}$$

donde el coeficiente de caudal  $K_v(\theta)$  es función del grado de apertura  $\theta$  ( $K_{v,0}$  para válvula completamente abierta).  $\Delta H$  es la caída de presión (o de altura piezométrica) en la válvula, y  $Q$  es el caudal circulante por la misma, tal y como se ha estudiado ya en capítulos anteriores.

En el caso de emplear el coeficiente de pérdidas  $K$  (valor a válvula totalmente abierta  $K_0$ ), en lugar del coeficiente de caudal, la válvula se modela mediante la expresión

$$\Delta H = K(q) Q^2$$

El grado de apertura  $\theta$  será, ahora, 1 en el caso de válvula totalmente abierta ( $K_v(1) = K_{v,0}$  y  $K(1) = K_0$ ), y 0 en el caso de válvula totalmente cerrada ( $K_v(0) = 0$  y  $K(0) = \text{infinito}$ ).

A su vez, el grado de apertura es en realidad función del tiempo  $\theta(t)$ , ya que durante el tiempo de maniobra de la válvula irá modificándose. Se trata por tanto de un dato del problema, y mediante el conocimiento de la misma podremos determinar el valor de  $K_v$  en cualquier instante  $t$ , conocidos sus valores para cualquier grado de apertura  $\theta$ .

Generalmente los fabricantes proporcionan para cada grado de apertura  $\theta$  la relación entre el coeficiente de caudal para el citado grado de apertura  $\theta$  y el correspondiente a válvula abierta ( $\theta = 1$ ). Denominaremos  $\phi(\theta)$  a la citada relación

$$\phi(\theta) = \frac{K_v(\theta)}{K_{v,0}}$$

Así pues, para cualquier instante  $t$ , conocida la ley de movimiento de la válvula  $\theta(t)$ , es posible determinar el valor de  $\phi$ . A partir de la expresión anterior, y conocido el valor de  $K_{v,0}$ , se calcula el valor de  $K_v(t)$ .

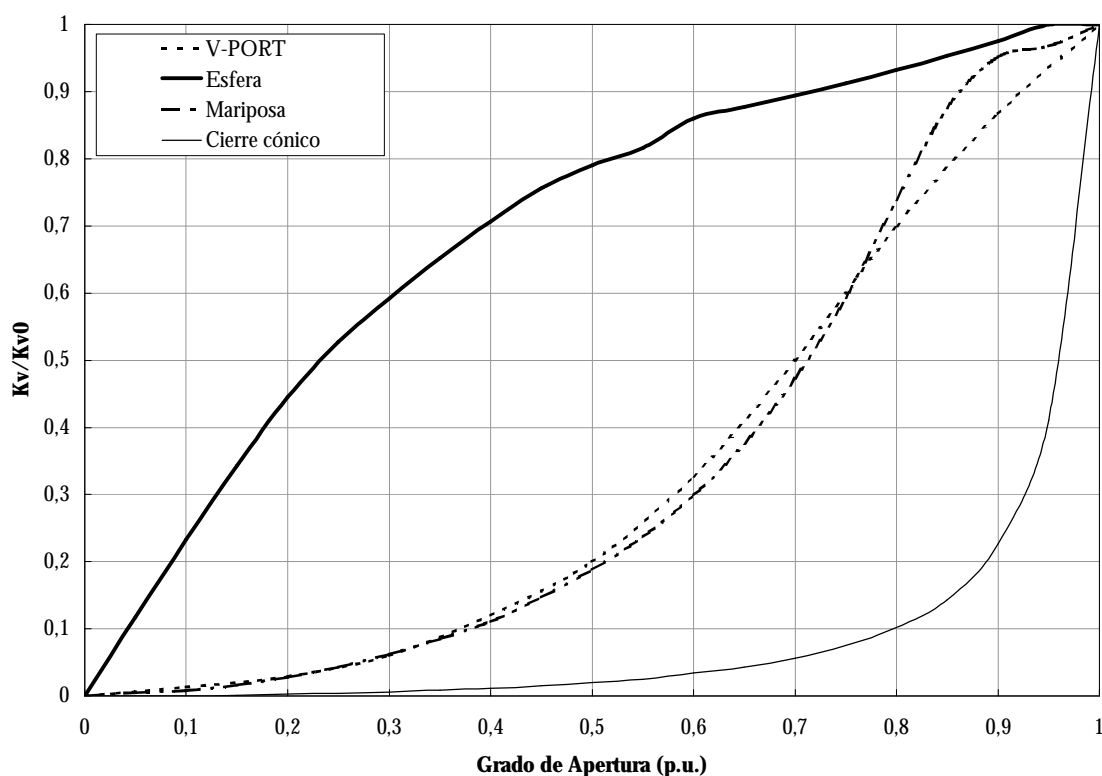


Figura 18.91. Diferentes características de válvulas.

La Figura 18.91 representa gráficamente diversas formas de la función  $\phi$  para válvulas de características diferentes. Para las válvulas de cierre cónico se puede observar cómo el cierre se intensifica al final de la carrera, mientras que lo contrario ocurre con las de mariposa.

La interpretación de la evolución del coeficiente de pérdidas en función de grado de apertura de las diferentes válvulas de la Figura 18.91, ofrece la posibilidad de comparar el comportamiento de diferentes válvulas. No obstante, el efecto real que cada tipo de válvula tiene sobre la instalación no depende tan solo de su característica, sino de otros factores tales como la maniobra realizada, la instalación concreta sobre la que se instala o el diámetro de la misma.

Existen en la bibliografía diversos estudios en los que se recoge de forma gráfica las sobrepresiones y depresiones generadas por el cierre de una válvula maniobrada uniformemente. A modo de ejemplo recogemos las elaboradas por Wood y Jones (1972), que proporcionan unas gráficas donde, para diferentes tipos de válvulas, se relacionan los valores adimensionales de las condiciones iniciales  $\alpha$ , el incremento máximo de presión alcanzado  $\Delta h_m$  y el tiempo de maniobra de la válvula  $t_c$ , cuya definición es la que se recoge en las expresiones siguientes

$$\alpha = \frac{g H_0}{a V_0} \qquad \Delta h_m = \frac{g(H_m - H_0)}{aV} \qquad t_c = \frac{a T_c}{2L}$$

En las expresiones anteriores,  $H_0$  es la altura piezométrica aguas arriba de la válvula en régimen;  $H_m$  la altura piezométrica máxima aguas arriba de la válvula;  $V_0$  la velocidad del fluido en régimen;  $T_c$  el tiempo de cierre de la válvula;  $a$  la celeridad del pulso de presión en la conducción; y  $L$  la longitud de la conducción.

En la Figura 18.5 se presenta una de las gráficas mencionadas, correspondiente a la válvula de mariposa. Las gráficas de Wood y Jones (1972) se han obtenido considerando que no existen pérdidas por fricción en la tubería, así como un accionamiento lineal del vástago de la válvula. Su uso se puede extender al caso de impulsiones cuando se cierra la válvula de regulación a la salida del grupo en marcha, siempre y cuando el tramo de curva característica de la bomba a la izquierda del punto de funcionamiento de régimen sea bastante plano.



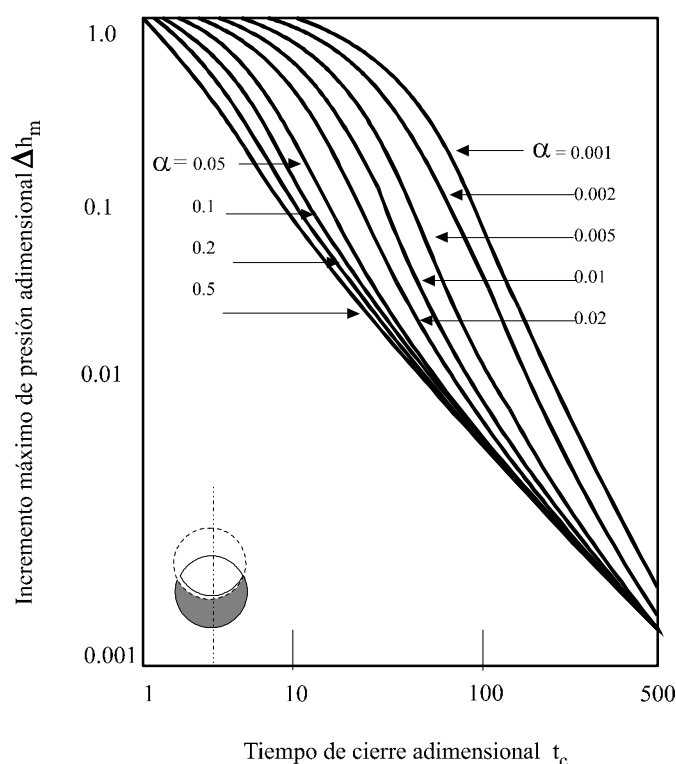


Figura 18.92. Sobrepresión debida al accionamiento lineal de una válvula de mariposa.

#### 4.5. Ejemplo: Cierre programado de una válvula.

Se dispone de una aducción por gravedad en cuyo extremo se desea diseñar el cierre de una válvula de compuerta de forma tal que no se generen ni sobrepresiones ni depresiones importantes en la instalación. Las características de la instalación son las que se recogen de forma esquemática a continuación:

- Longitud: 4500 m
- Conducción de diámetro 1200 mm de fundición dúctil, que supone una celeridad de la onda de presión de 1043 m/seg,
- Caudal de régimen 1906 l/seg, que equivale a una velocidad media en la conducción de 1'69 m/seg.

Si se produce un cierre instantáneo, el valor de la presión alcanza el valor de 265'05 mca, ya que el valor del pulso máximo de Joukowsky es de 179'7 mca. A partir de esta referencia si se desea evitar que las sobrepresiones sean tan elevadas se plantea el realizar el cierre de la válvula de compuerta situada en el extremo en un tiempo mayor.

Lógicamente, para que las sobrepresiones empiecen a descender, el tiempo de cierre debe ser lo que con anterioridad se ha denominado *cierre lento*, es decir, debe ser superior al periodo característico:

$$T_c > \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 4500}{1043} = 8'63 \text{ seg.}$$

Se plantea entonces un cierre en un tiempo claramente superior al tiempo calculado, por ejemplo un cierre en 20 segundos. El resultado obtenido es que la presión máxima llega

hasta 260'73 mca, lo que apenas supone diferencia sobre el caso de un cierre instantaneo. El planteamiento a realizar en este caso puede ser el de aumentar progresivamente el tiempo de cierre: así para un tiempo de cierre de 2 minutos la presión máxima se reduce a 227'01 mca.

El problema del diseño de la maniobra de cierre estriba en el comportamiento de la evolución del caudal en la válvula. En la Figura 18.93 se analizan los resultados obtenidos en la válvula para un tiempo de cierre de 20 segundos. Obsérvese como aunque la válvula se acciona de forma progresiva, el caudal en la válvula no sufre ni muchísimo menos una evolución progresiva. Esto es debido a que la instalación tiene unas pérdidas importantes, y hasta que la válvula no se encuentra muy cerrada no introduce unas pérdidas significativamente importantes.

La alternativa a la maniobra de cierre es realizar ésta en dos etapas diferentes. Así, en una primera etapa se realiza el cierre de un porcentaje muy alto de la válvula en un tiempo muy breve. De esta forma en poco tiempo se alcanzan los porcentajes de cierre de la válvula a partir de los que resulta eficaz el cierre. Posteriormente se cierra el porcentaje final en un tiempo de cierre adecuado.

Si el cierre programado se realiza de forma que en un tiempo de 5 segundos se cierra el 90% de la válvula y el 10% final se cierre en 40 segundos más, la presión máxima alcanzada es de 106 mca, tan solo 21 mca por encima de la estática de la instalación (ver . Nótese que anteriormente, sin accionar la válvula en dos tiempos con dos minutos de tiempo de cierre la presión máxima era de 227'01 mca.

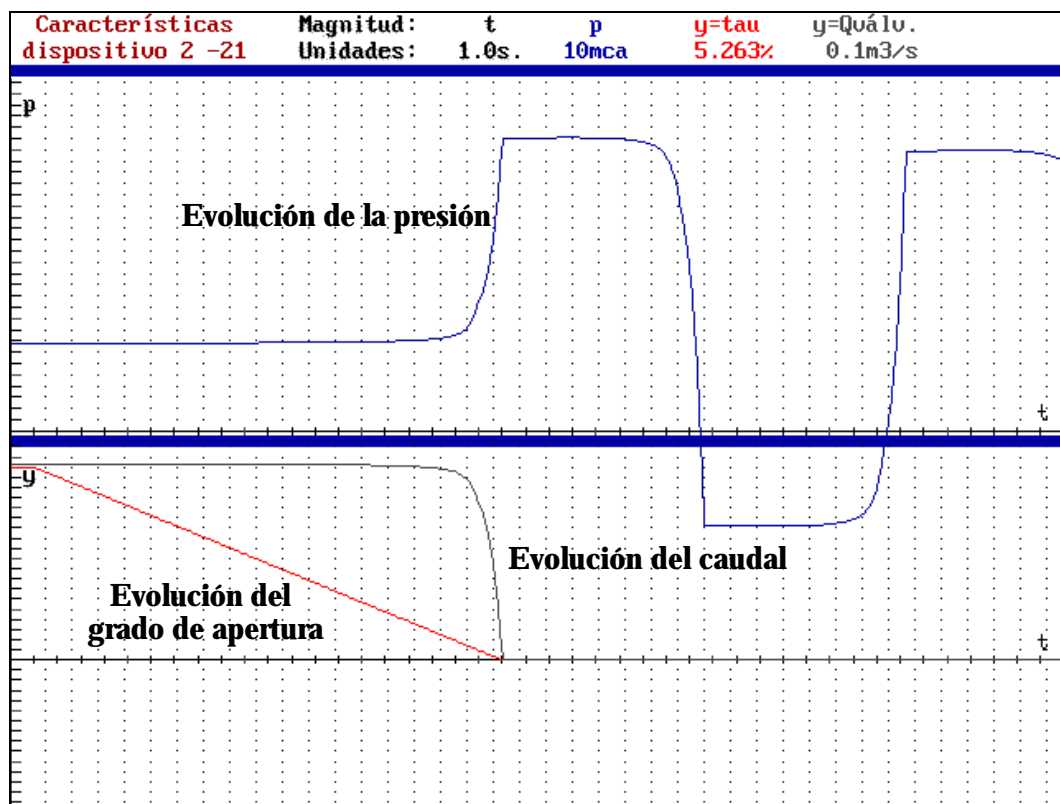


Figura 18.93. Cierre en 20 segundos de una válvula de compuerta de 1200 mm.

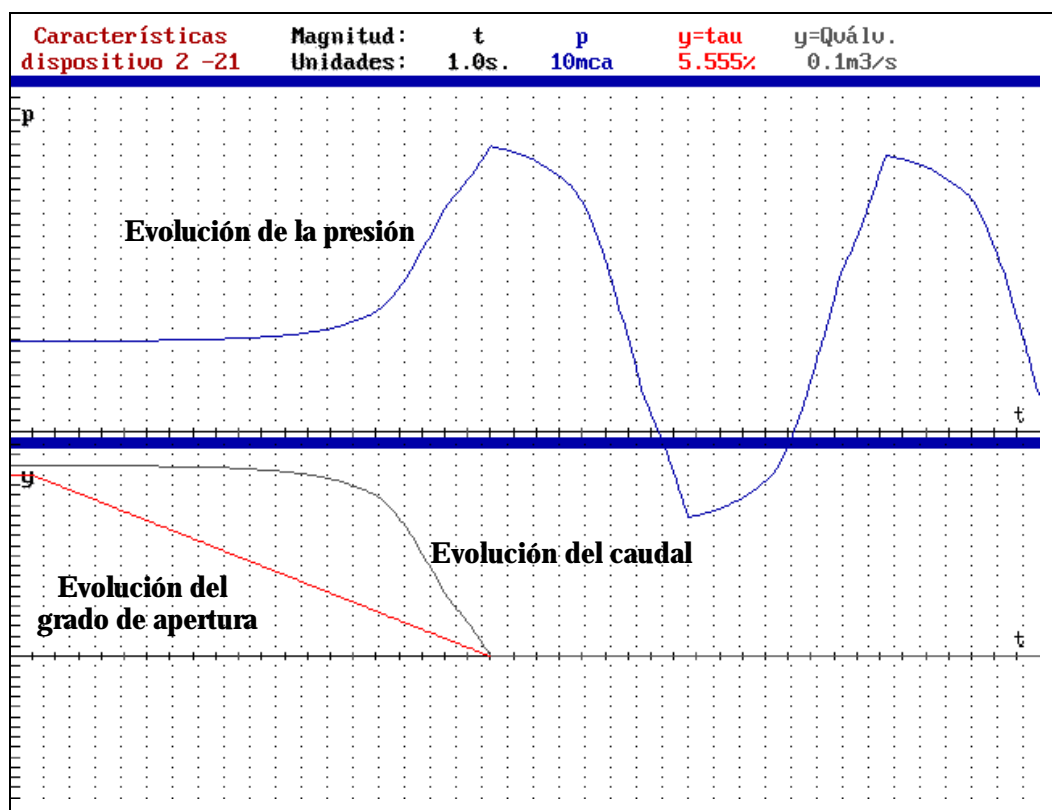


Figura 18.94. Cierre en 20 segundos de una válvula de mariposa de 900 mm.

Otros factores de diseño sobre los que se puede operar para mejorar la maniobra de cierre de la válvula son el tipo de válvula y el diámetro de la misma. Así, a fin de poder comparar se ha realizado el cierre de la válvula situada en el extremo de la conducción, pero en este caso la válvula en lugar de ser de diámetro 1200 mm es de 900 mm, y además la válvula en lugar de ser de compuerta es de mariposa. El efecto comparativo de ambas se localiza cuando se ve la evolución del caudal en la válvula.

#### 4.6. Diseño de la maniobra de cierre de la válvula de una estación de bombeo.

Sea una instalación como la de la Figura 18.95 en la que se impulsa un caudal de 25 l/seg a través de una conducción de fibrocemento de diámetro nominal 175 mm. La instalación dispone de un sistema de protección contra transitorios originados por la parada accidental de las bombas, pero se desea diseñar una maniobra de cierre de las válvulas situadas en el extremo aguas abajo de la bomba a fin de poder posteriormente proceder a detener éstas sin afectar a la conducción. El elemento de protección de la instalación se ha diseñado de forma que en ningún momento aparecen depresiones en la conducción, por lo que el diseño de la maniobra de cierre deberá realizarse de forma que tampoco aparezcan éstas.

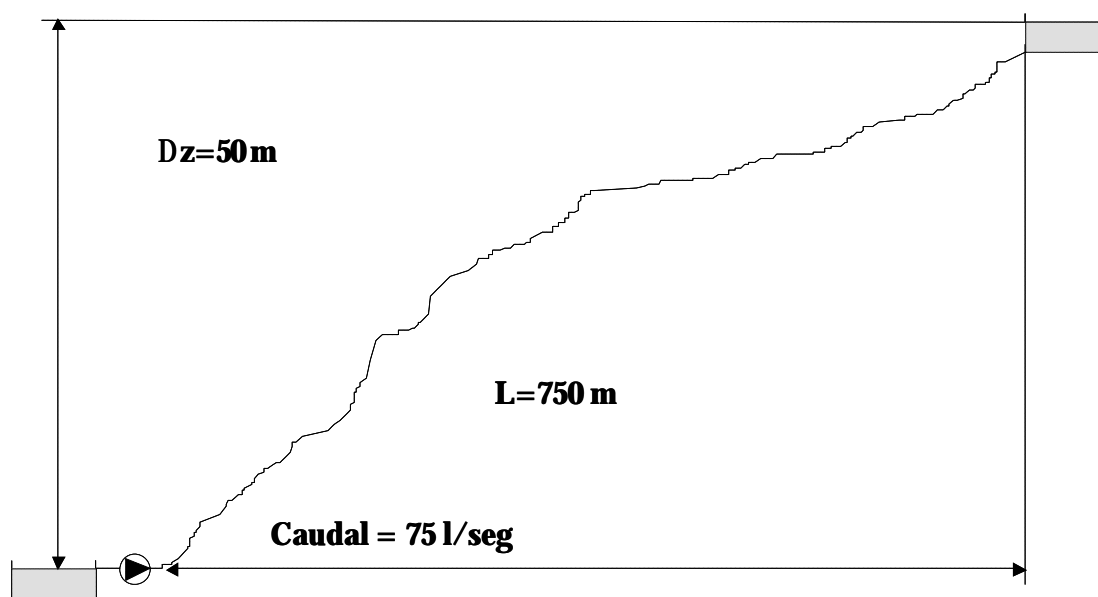


Figura 18.95. Esquema de la instalación del ejemplo.

El fenómeno que aparece en este caso al probar cierres de las válvulas uniformemente accionados es similar al que ocurría en el ejemplo anterior. Así, por ejemplo, un tiempo de cierre uniforme de 20 segundos en una válvula de compuerta de 150 mm genera una envolvente de alturas piezométricas máximas y mínimas como el que recoge la Figura 18.96.

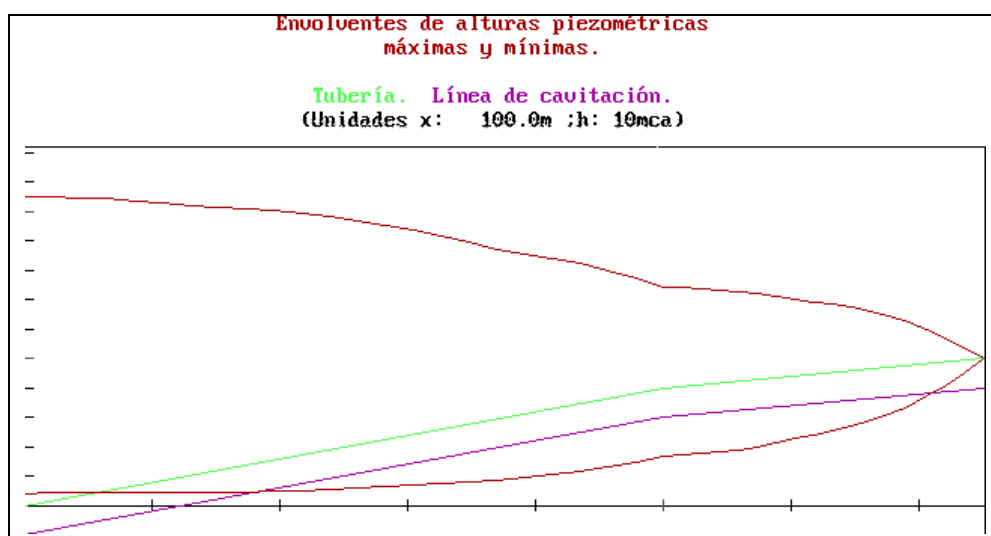


Figura 18.96. Envolvente de alturas piezométricas máximas y mínimas tras un cierre uniforme de la válvula de compuerta en un tiempo de 20 segundos.

Las tremendas depresiones generadas se deben a que la válvula, aunque accionada de manera uniforme, apenas afecta al caudal circulante, tal como puede verse en la figura siguiente que recoge la comparativa de la evolución de la presión y el caudal en la bomba en función del tiempo.

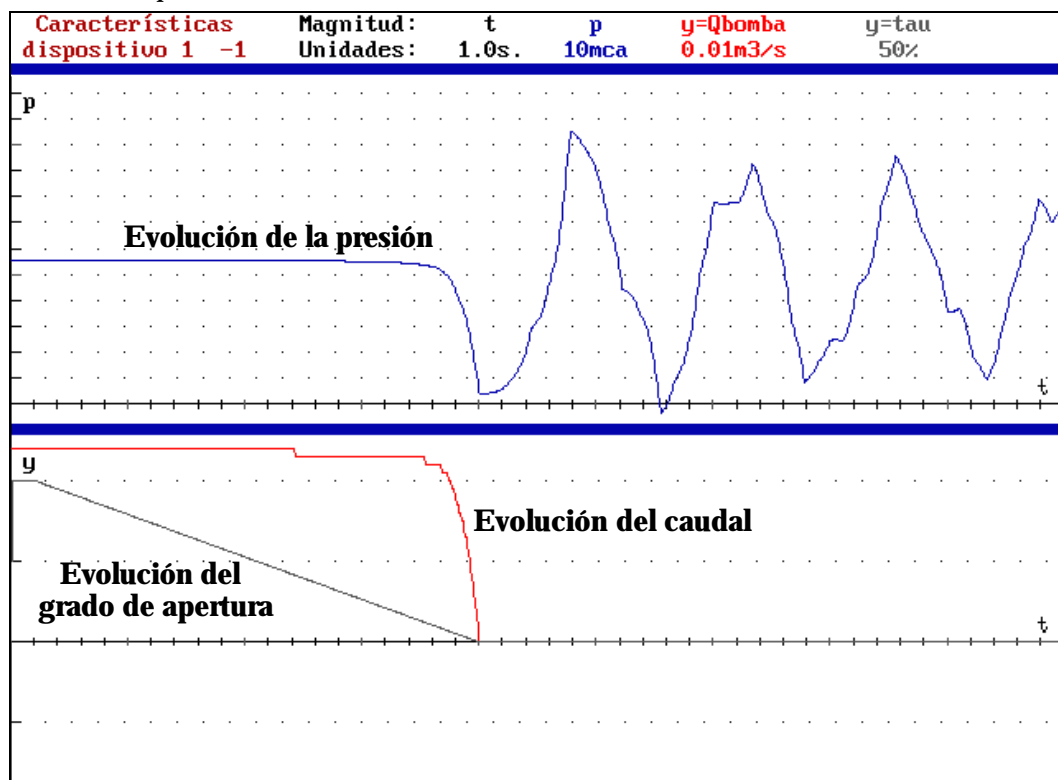


Figura 18.97. Evolución de la presión y el caudal a la salida de la bomba durante el cierre de la válvula de compuerta (cierre uniforme en 20 seg.).

Nótese como el efecto generado por el cierre de la válvula sufre los mismos problemas que en el caso del ejemplo anterior. La solución se centra pues en diseñar una maniobra de cierre en dos tiempos, de forma que se optimice el tiempo de cierre.

Como solución se decide probar una maniobra de cierre consistente en cerrar un 85% de la válvula en un tiempo de unos 3 segundos aproximadamente y aprovechar los 17 segundos restantes en cerrar el 15% final. Los resultados que se obtienen con esta maniobra son los que se recogen en la Figura 18.98.

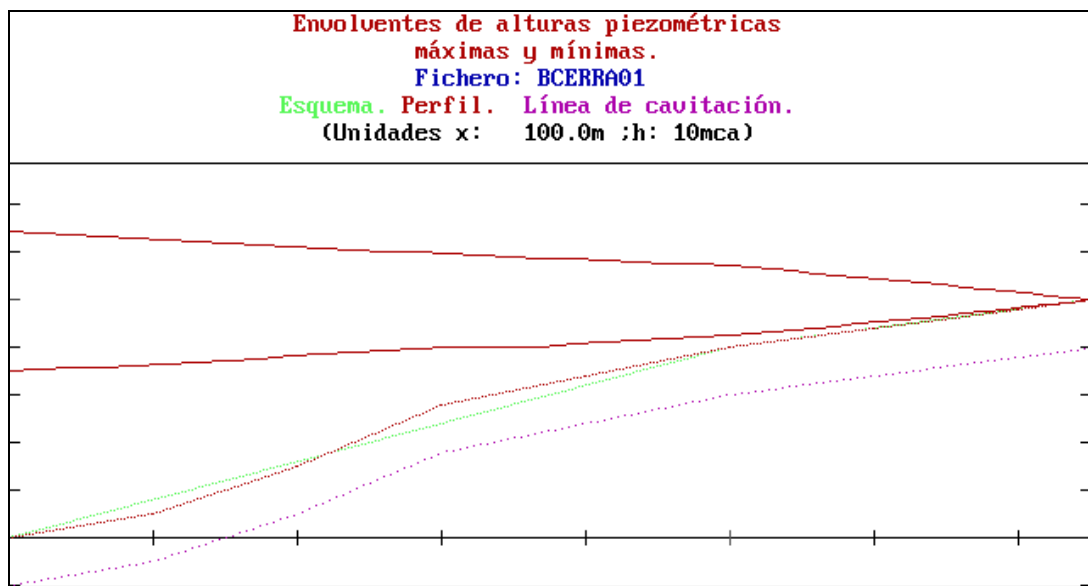


Figura 18.98. Envolvente de piezométricas tras un cierre en dos escalones de la válvula de compuerta durante 20 segundos.

Si la maniobra de cierre en lugar de realizarla con una válvula de compuerta se realiza, por ejemplo, con una válvula de mariposa, de mayor capacidad de regulación, puede obtenerse una envolvente de alturas piezométricas absolutamente similar con una maniobra de cierre de 10 segundos, en lugar de 20 necesarios para la de compuerta.

## 5. VÁLVULAS DE RETENCIÓN.

El empleo de las válvulas de retención a la salida del grupo impulsor en una instalación de bombeo permite proteger el sistema frente a las velocidades de giro inverso de las bombas y al mismo tiempo evita el vaciado de la conducción. No obstante, la utilización de estos dispositivos ha sido frecuente en las impulsiones como elemento de protección, si bien esta práctica es muy desaconsejable. Existen, no obstante, circunstancias e instalaciones que pueden aconsejar el empleo de las válvulas de retención, como por ejemplo la instalación de un by-pass donde sólo interese que el flujo circule en un determinado sentido. Asimismo, la presencia de este tipo de elementos en las estaciones de bombeo, con varios grupos en paralelo es fundamental: cuando una de las máquinas se encuentra parada la presencia de la válvula de retención cerrada impide el flujo de retorno hacia el depósito a través de esta. Es, por tanto, un elemento ampliamente utilizado en las redes de abastecimiento de agua.

Existen multitud de soluciones constructivas de válvulas de retención existentes en la actualidad en el mercado. No obstante en este capítulo no vamos a centrar la atención en la casuística de válvulas de retención disponibles, sino en su comportamiento hidráulico y dinámico dentro de los sistemas. De las válvulas de retención interesa conocer tanto su comportamiento en régimen estacionario como durante los transitorios hidráulicos (arranques, paradas o cambios de régimen a que sin duda se verán sometidas).

Durante el funcionamiento estacionario se debe caracterizar la pérdida de carga que introducen en el sistema, en función del caudal que las atraviesa. Sin embargo, durante el transitorio, es su característica dinámica la que presenta un máximo interés. Aquí se debe distinguir entre válvula de retención ideal y válvula de retención real.

Una válvula de retención ideal es aquella que cierra en el mismo momento en que la velocidad del agua en su entorno alcanza el valor cero, sin agravar dicho cierre las oscilaciones de presión propias del transitorio. Este comportamiento óptimo se debería producir independientemente de las características de la válvula y de la deceleración del flujo en el transitorio.

Por el contrario, en las válvulas de retención reales se produce en general un cierto flujo de retorno, o flujo inverso, antes de sobrevenir el cierre. Esto es así porque el obturador de la válvula se moverá en este sentido para efectuar el cierre, lo cual permitirá dicho flujo inverso. Cuando este flujo inverso se detenga bruscamente al cerrarse la válvula, se originará un pico de sobrepresión aguas abajo y otro de depresión aguas arriba, los cuales deberán mantenerse dentro de determinados límites compatibles con la resistencia mecánica de la tubería y de la válvula de retención.

El concepto de velocidad de retorno y su notable influencia en los picos de presión que se puedan generar por un brusco e incontrolado cierre de la válvula de retención (el clapetazo o "check valve slam" de la literatura inglesa) es algo que en un cuidadoso proyecto no puede olvidarse que existe.

La característica dinámica de las válvulas de retención reales se puede obtener experimentalmente midiendo la evolución en función del tiempo de la velocidad del fluido a través de la válvula, la posición del obturador y las presiones antes y después de la misma, con objeto de determinar la cuantía del flujo de retorno antes del cierre y las oscilaciones de presión que dicho cierre provoca. Cuanto mayor sea el flujo de retorno, o su velocidad  $V_r$  correspondiente, mayor será el defecto de funcionamiento de la válvula, pues ello dará origen a un mayor pico de sobrepresión aguas abajo y de depresión aguas arriba de la misma en el momento del cierre, según la relación:

$$\Delta H = \pm \frac{a}{g} V_r$$

Koetzier et al. (1987) es una de las primeras referencias que proporciona los resultados típicos del comportamiento dinámico de una válvula de retención; concretamente del tipo tobera, de 800 mm de diámetro, donde se puede observar el flujo inverso y las oscilaciones de presión antes y después de la válvula originados en el momento del cierre. La depresión que aparece aguas arriba de la válvula en el momento del cierre puede en algunos casos dar origen a problemas de cavitación, con las nefastas consecuencias que puede ocasionar este fenómeno en el caso de los transitorios. A su vez, en determinados instantes, la combinación de presiones oscilantes aguas arriba y aguas abajo de la válvula cerrada puede dar origen a sucesivos episodios rápidos de apertura y cierre del obturador, con los consiguientes golpeteos, vibraciones, peligros de rotura, etc.

Thorley (1983) proporciona también el comportamiento dinámico comparado de dos válvulas de retención, una tipo clapeta convencional de 600 mm, y otra tipo tobera de 500 mm, funcionando en una estación de bombeo con tres grupos en marcha e instaladas una u otra a la salida de uno de ellos en el que se provoca la parada. Estos resultados aparecen en la Figura 18.99, donde puede verse el mejor comportamiento de la válvula tipo tobera.

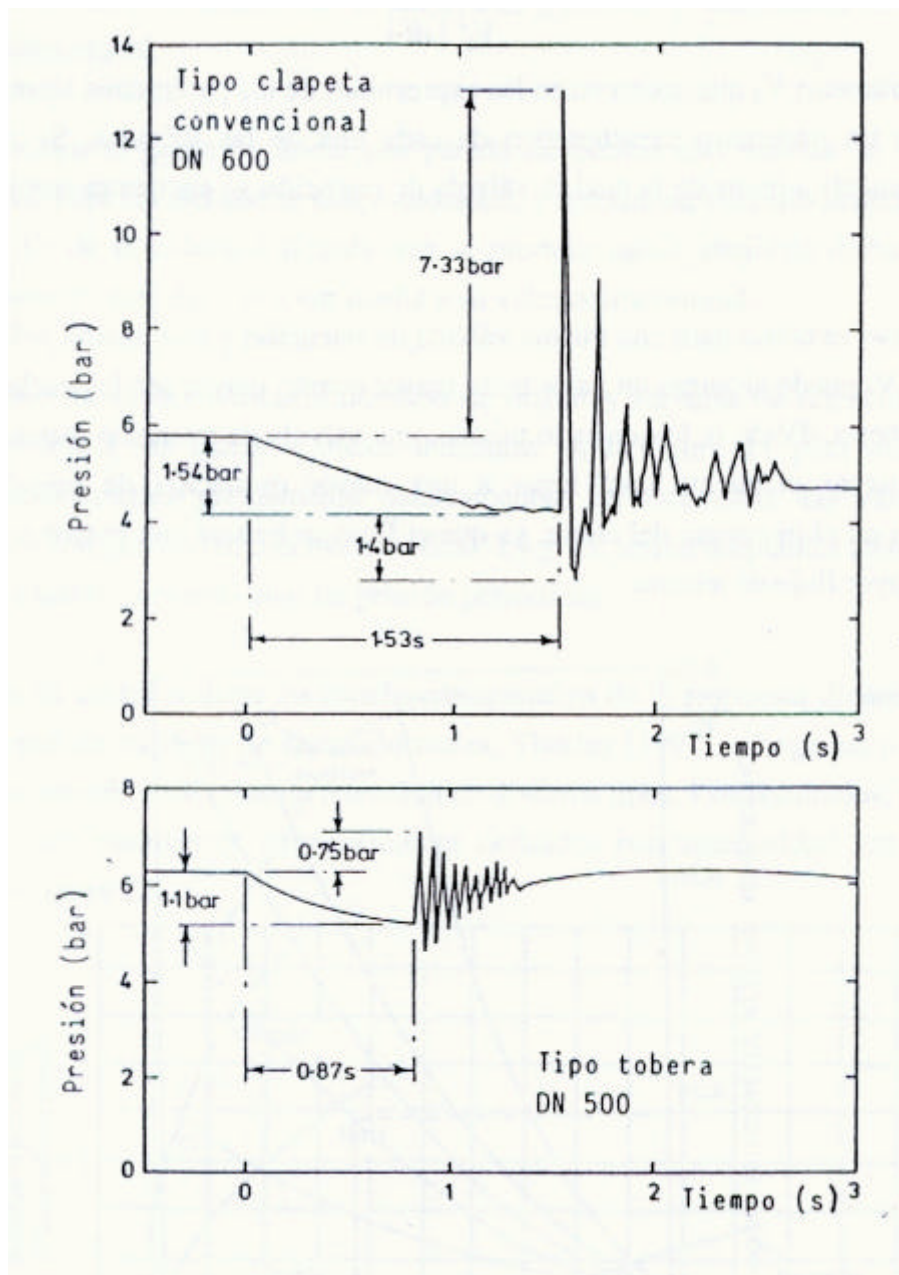


Figura 18.99. Evolución temporal de la presión aguas abajo de una válvula de retención de clapeta y otra de agua. Parada de una de las tres bombas que constituyen el grupo de bombeo.

En la Figura 18.100 se presenta la forma general que adquiere la característica dinámica de diferentes tipos hipotéticos de válvulas de retención, dando la velocidad máxima de retorno adimensionalizada,

$$v = \frac{|V_r|}{V_0}$$

en función de la deceleración adimensionalizada del flujo en las proximidades de las mismas,



$$\pi = \frac{D}{V_0^2} \left| \frac{dV}{dt} \right|$$

El parámetro  $V_0$  que aparecen en las expresiones de los parámetros adimensionales anteriores es un parámetro característico de cada una de las válvulas. Se trata de la velocidad (caudal) a partir de la cual la válvula de retención se encuentra completamente abierta.

Se observa cómo para una misma válvula de retención y una misma velocidad  $V_0$ , la velocidad  $V_r$  puede alcanzar un valor tanto mayor cuanto mayor sea la deceleración del flujo en la tubería,  $dV/dt$ , o, lo que es lo mismo, una válvula de retención instalada en una tubería de mayor pendiente dará lugar a una mayor oscilación de presión en sus proximidades en el momento del cierre, ya que el flujo se frenará con mayor rapidez y se provocará mayor flujo de retorno.

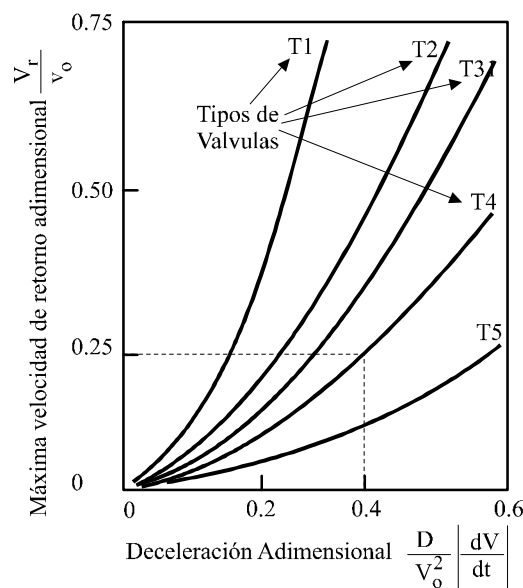


Figura 18.100. Características dinámicas de las válvulas de retención.

El procedimiento general para la elección de la válvula de retención, desde el punto de vista de su influencia como generadora de sobrepresiones en la instalación, se puede sintetizar de la siguiente manera:

- Estimar el valor máximo de sobrepresión y/o depresión permitido al cerrar la válvula de retención. Calcular con ello la máxima velocidad de retorno permitida, y convertirla a su valor adimensional.
- Procesar el golpe de ariete por parada de bomba con válvula de retención ideal, para el caso que se está estudiando, y determinar con ello la deceleración media de la columna líquida que se produce aguas abajo de dicha válvula. Convertir esta deceleración media a su valor adimensional.
- Sobre las características dinámicas de distintas válvulas de retención reales, representar las líneas a trazos indicadas en la Figura 18.100 para los valores adimensionales previamente determinados. En este caso, las válvulas de retención que cortan a la línea vertical, T4 y T5, serían aceptables atendiendo a las oscilaciones máximas de presión permitidas.

A fin de poder realizar un estudio comparativo de la respuesta dinámica de cada uno de los tipos de válvulas de retención reales, Thorley (1991), recoge los resultados de diversos ensayos sobre válvulas de retención de diversos tipos. Los resultados, presentados de acuerdo a los parámetros adimensionales definidos con anterioridad son los que se recogen en la Figura 18.101.

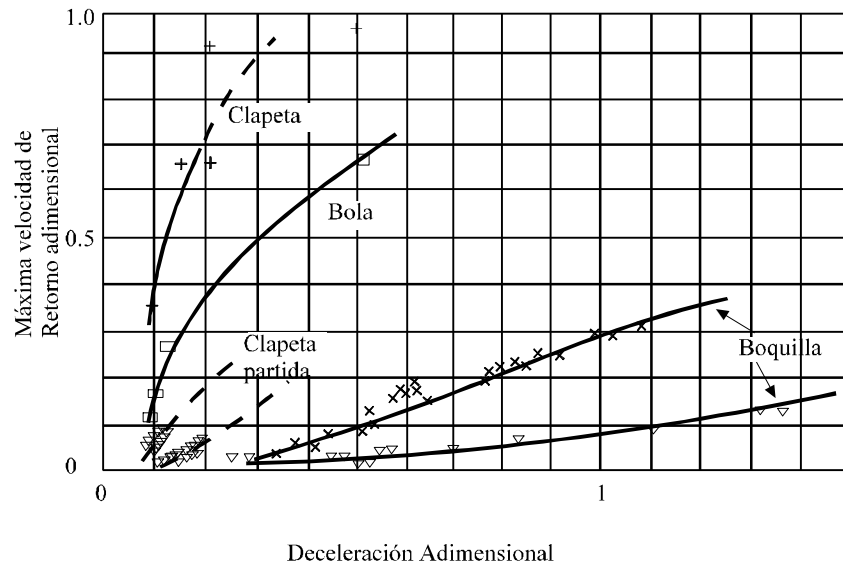


Figura 18.101. Comparación del comportamiento dinámico de cuatro tipos diferentes de válvulas de retención.

Así, en vista a los resultados de la Figura 18.101 se resalta el mejor comportamiento de las válvulas tipo tobera respecto de las de tipo clapeta y, en el caso de disponer de resorte, las que tienen mejor comportamiento son las de resorte más rígido. Ello no quiere decir que haya que descartar las válvulas de clapeta, pues su funcionamiento puede ser aceptable en instalaciones pequeñas o de baja altura de elevación. Obviamente el estudio de la impulsión por el método de las características permite determinar el valor de la deceleración y, a partir del conocimiento de cómo se comporta la válvula, conocer la repercusión de su instalación.

Algunas de las características de tipo cualitativo que deben presentar las válvulas de retención para mitigar su influencia en el transitorio son:

- Disponer de un mecanismo de funcionamiento tal durante el proceso de cierre de la válvula la inercia de las partes móviles sea lo menor posible. Esto implica directamente que los materiales correspondientes a las partes móviles tendrán la menor masa posible.
- El desplazamiento de la válvula en su cierre debe ser lo menor posible. Se favorecen así diseños donde el elemento deslizante o basculante tenga un recorrido (bien lineal, bien angular) lo más bajo posible.
- Las válvulas se dotarán de un muelle o resorte que facilite el cierre de la válvula. Este mecanismo de resorte puede generar el cierre de la válvula de retención inclusive antes de anularse completamente el caudal a través de la misma. Un valor orientativo del comienzo de cierre de la válvula puede encontrarse en torno al 70% del valor nominal de la misma.

No obstante, lógicamente, lo más operativo es trabajar con las curvas dinámicas de las válvulas de una manera explícita. No obstante no resulta fácil obtener las caracterizaciones dinámicas de las válvulas de retención. Sin su concurso no podemos predecir el comportamiento de las mismas en régimen transitorio. Por ello no se debe dejar de mencionar cuán importante resulta que los fabricantes, cada vez más, aporten estos datos y los proyectistas, además de exigirlos, los utilicen.

### 5.1. Ejemplo: Experiencia práctica sobre el check valve slam originado por un calderín.

Hace algún tiempo se realizaron algunas mediciones sobre el comportamiento de diferentes válvulas de retención en el Panel Hidráulico Experimental que la Universidad Politécnica de Valencia tiene en sus laboratorios. A continuación se recogen algunos de los resultados obtenidos. Si bien las gráficas no muestran grandes sobrepresiones, debido fundamentalmente a las características peculiares de la instalación, sí que es posible observar el fenómeno del check valve slam de una válvula de retención debido a la acción de un calderín.

En las figuras siguientes se recoge el registro de presiones en el punto inmediatamente aguas abajo de la válvula de retención obtenido durante el transitorio originado por la parada de la bomba que está alimentando a una conducción simple de una longitud aproximada de 150 metros.

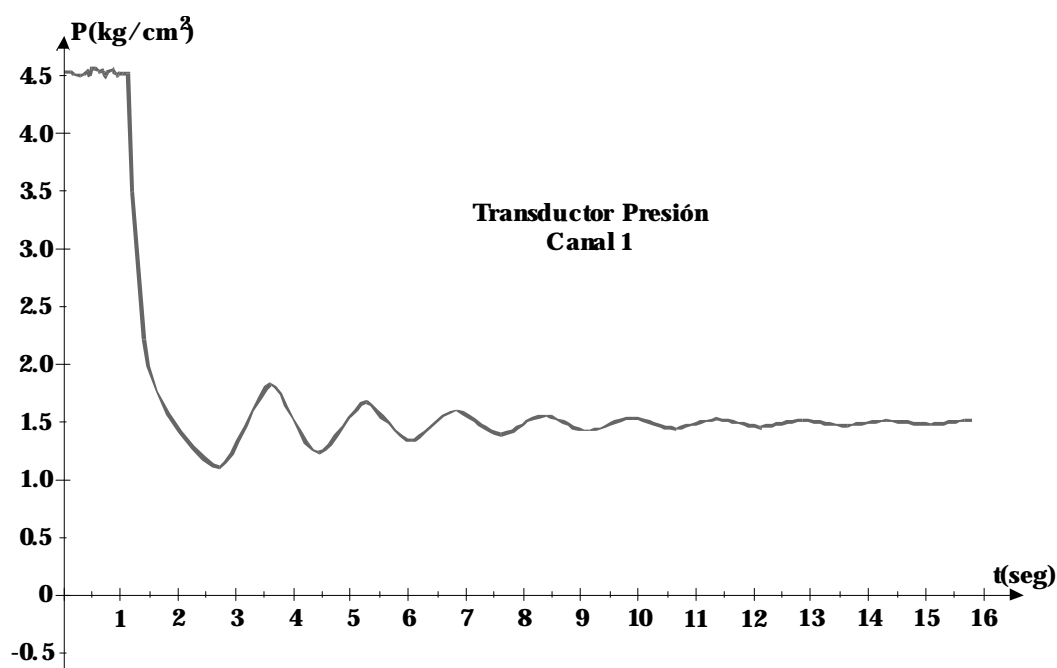


Figura 18.102. Evolución de la presión en la impulsión medida en el caso de no disponer de elementos de control.

En la Figura 18.102 se observa el registro de presiones para el caso en que la instalación no tiene dispositivo de protección alguno. Puede observarse lo particular de la instalación ya que no se produce el tan temido golpe de ariete; la sobrepresión originada tras la parada de la bomba no es superior al valor de la presión de régimen. Esto es debido

a las peculiaridades propias de la instalación, con un desnivel geométrico muy bajo, unas velocidades de circulación en las conducciones importantes (del orden de 2'5 m/s) y una disipación energética importante. Se trata pues de una instalación cuya problemática principal son las depresiones que pueden originarse en puntos altos de la misma durante la primera onda de depresión que se origina al producirse la parada de la bomba. La instalación se ensayó tanto con una válvula de retención de clapeta como con una válvula de retención de disco partido, y en el caso de no disponer de dispositivo de protección no se obtuvieron diferencias significativas en el registro de presiones en uno u otro caso.

Cuando si se obtuvieron diferencias entre el empleo de la válvula de clapeta y la de disco partido fue cuando se conectó a la salida del grupo un calderín como elemento de protección de dimensiones bastante superiores a las necesarias para la instalación. Los resultados del registro de presiones obtenidos para el caso de la válvula de clapeta y de la válvula de disco partido son los que se recogen respectivamente en la Figura 18.103 y en la Figura 18.104.

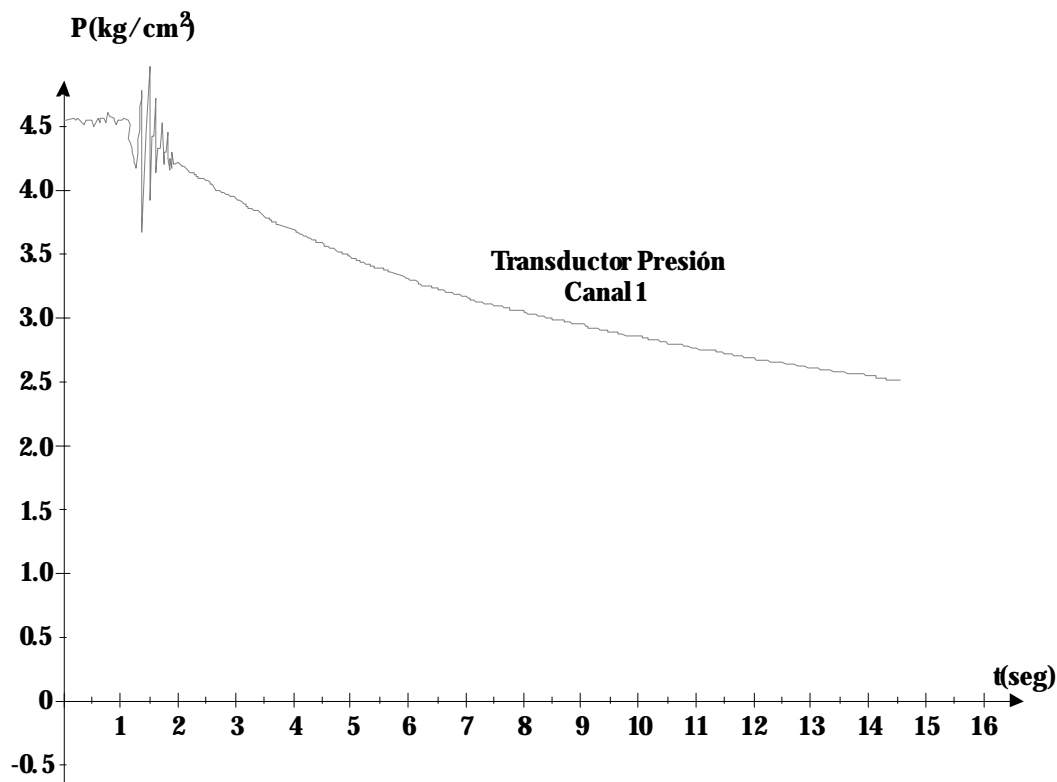


Figura 18.103. Evolución de la presión en la impulsión medida en el caso de disponer de un calderín y de una válvula de retención de clapeta.

Nótese que en el caso de la válvula de clapeta se produce el mencionado "clapeteo" de la válvula de retención, que en el presente caso no origina sobrepresiones importantes, pero pone de manifiesto la presencia del mismo. Este efecto en una instalación de mayor envergadura podría haber originado presiones incluso superiores a las derivadas del fenómeno transitorio.

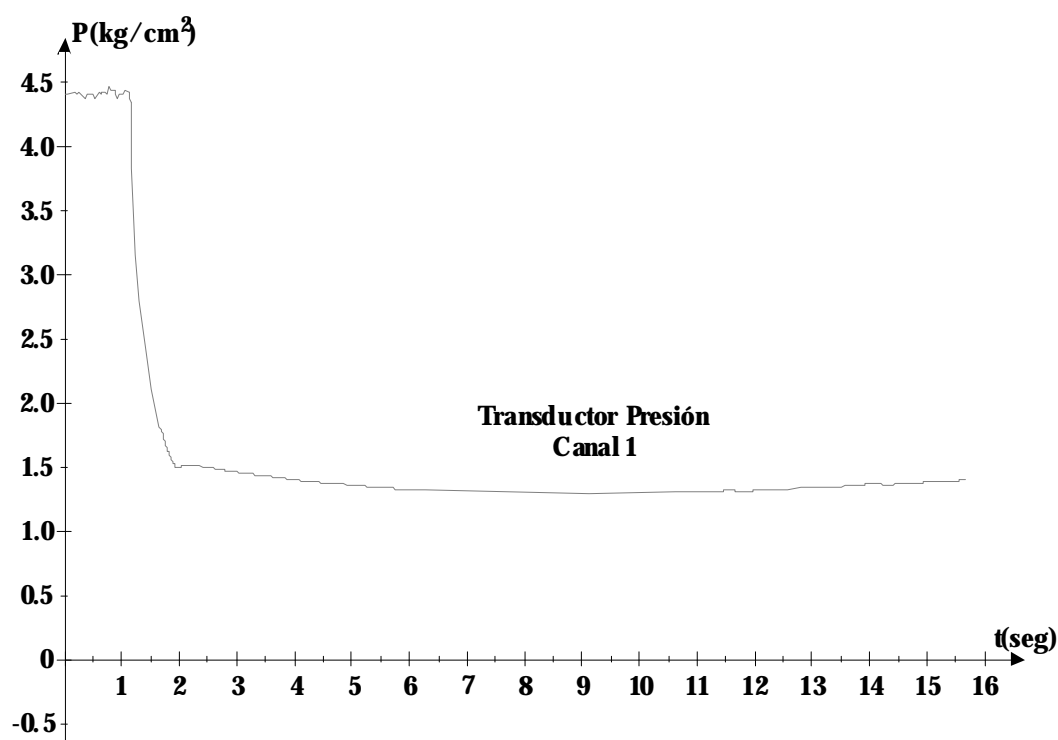


Figura 18.104. Evolución de la presión en la impulsión medida en el caso de disponer de un calderín y de una válvula de retención de disco partido.

Por otro lado, en el caso de utilizar la válvula de disco partido, cuya respuesta dinámica es bastante aceptable, el registro de presiones muestra una amortiguación muy suave del fenómeno. Esto es debido en primer lugar, a que no se produce el fenómeno de check valve slam y por otro lado, a que el cierre de la válvula de retención se produce instantes antes de que el caudal se anule por completo, con lo cual el transitorio originado posterior a la parada es menor.

## 5.2. Ejemplo: Empleo de válvulas de retención escalonadas.

En la Figura 18.105 se presenta una instalación en la cual se instalaron 5 válvulas de retención en la tubería de impulsión entre dos depósitos. Esta "solución" (inadecuada) para el golpe de ariete no es extraña, y se encuentra con frecuencia en instalaciones antiguas. Con ella se pretende detener la onda de sobrepresión que se produce al reflejarse en el depósito de impulsión la onda de depresión creada por la detención accidental del grupo motor-bomba.

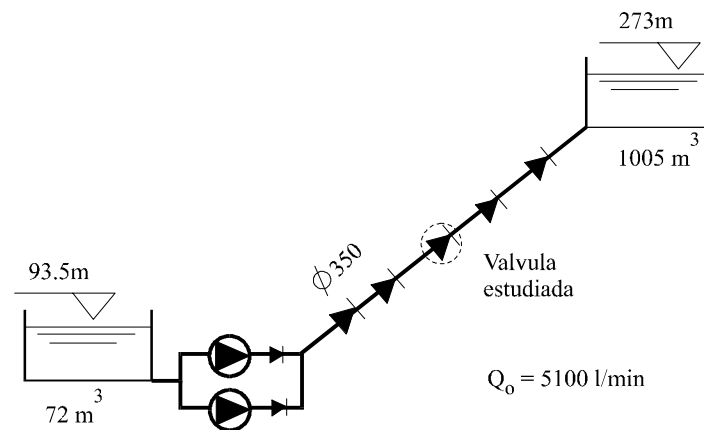


Figura 18.105. Impulsión con válvulas de retención intermedias.

En este caso particular la instalación presentaba frecuentes roturas, con una media estimada, en sus doce años de funcionamiento, de 5 roturas por año. A los efectos de verificar las válvulas de retención indicadas, se procedió, de acuerdo a las directrices indicadas (Thorley, 1993). Se calcula, mediante una adecuada simulación numérica, la deceleración media de la columna líquida (deceleración experimentada por el fluido cuando se establece el flujo inverso), obteniéndose el valor:

$$\left| \frac{dV}{dt} \right| = 0'577 \frac{m}{seg^2}$$

correspondiente a una evolución desde la velocidad de régimen hasta anularse completamente ésta en un tiempo  $T = 1'53$  seg.

Expresando el valor anterior en la forma adimensional definida:

$$\pi = \frac{D}{V_0^2} \left| \frac{dV}{dt} \right| = 0'261$$

y empleando la gráfica de la Figura 18.101, se obtiene, para una válvula de retención de clapeta, una velocidad de retorno adimensional, y con ella la velocidad de máxima retorno:

$$v = \frac{V_r}{V_0} = 0'91 \rightarrow V_r = 0'801 \text{ m/s}$$

La velocidad de retorno calculada origina un incremento de presión, al cerrarse la válvula de retención de valor

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_r = 83 \text{ m.c.a.}$$

El incremento de presión calculado explica la rotura de la tubería. A ello debe agregarse que una vez que una de las válvulas cierra el fenómeno ondulatorio prosigue, pudiendo cerrarse y abrirse otras válvulas y afectando a la que primero se cerró. En consecuencia, el análisis concreto de la instalación indica que el dispositivo antiarriete instalado es completamente inadecuado al punto que es el referido dispositivo la causa del daño detectado.

La solución final del problema pasó por la eliminación de todas las válvulas de retención, salvo la instalada en la descarga de los equipos de bombeo y la instalación en la cabecera del sistema de un calderín antiarriete.

### 5.3. Empleo de contrapesos para temporizar el cierre de las válvulas de retención.

Cuanto se ha expuesto, relativo al comportamiento dinámico de las válvulas de retención, se establece en base al hecho de que una vez establecida la velocidad máxima inversa de retorno del flujo, la válvula cierra inmediatamente, con el consiguiente aumento de presión. Existen no obstante, en el mercado, soluciones que permiten mitigar el cierre de la válvula de retención cuando se produce la inversión del flujo. Se trata de las válvulas de retención de cierre controlado o de las válvulas de retención con contrapeso.

La idea de funcionamiento es simple: controlar adecuadamente el cierre de la válvula de retención. No se trata en definitiva de buscar una buena característica dinámica (obtener una velocidad del flujo inverso mínima), sino de que una vez establecida ésta el cierre de la válvula de retención no genere importantes sobrepresiones. Así, una válvula de retención cuya característica dinámica no sea excesivamente buena, por ejemplo, una válvula de clapeta, adquirirá una determinada velocidad  $V_r$  máxima inversa importante, a partir de la cual comenzará el cierre de ésta. La ventaja de la presencia del contrapeso o del cierre controlado es que la sobrepresión generada por el cierre ya no es la ofrecida por la característica dinámica, sino que será tanto menor cuanto mayor sea el tiempo de cierre.

A modo meramente ilustrativo puede contrastarse en la figura 9 como un tiempo de cierre del orden de 10 veces el período característico origina sobrepresiones aproximadamente, del orden de 10 veces menores que las originadas por un cierre instantáneo (pulso de Joukowsky).

Se establece entonces un compromiso de decisión en la elección del contrapeso o del tiempo de cierre de la válvula. Por una parte, desde el punto de vista de las sobrepresiones que pueden originarse en el sistema, la válvula de retención debe cerrar lo más lentamente posible; mientras que desde el punto de vista funcional la válvula debe tener un tiempo de cierre acotado en el tiempo para prevenir precisamente los efectos por los cuales se instaló: giro en sentido inverso de los grupos de bombeo y vaciado de depósitos y conducciones.

Sin entrar en las valoraciones acerca de los rangos de utilización de las válvulas de retención con contrapeso a continuación se recogen los datos de un ejemplo en el cual se comparan los resultados derivados de utilizar o no utilizar válvula de retención contrapesada. Así, para una impulsión de 500 metros de longitud que trasiega un caudal de 240 l/seg a través de una conducción de 500 mm de diámetro de fundición, los resultados que se obtienen son:

	Con VR ideal	Con VR clapeta	Con VR y contrapeso mal diseñado	Con VR contrapeso bien diseñado	Régimen Permanente
$P_{\text{máx}} \text{ (m)}$	137.30	179.15	191.44	92.24	81.39
$P_{\text{mín}} \text{ (m)}$	20.10	-18.67	-30.85	20.13	

A la vista de los resultados de la tabla anterior puede verificarse como la consideración de la característica dinámica de la válvula puede ser decisiva en su elección. Así, de

considerar la válvula de retención ideal a considerarla con comportamiento dinámico los valores de presiones máximas varían notablemente. Asimismo, el hecho de que la característica dinámica no sea demasiado adecuada no define completamente la válvula, por cuanto si se dispone de algún contrapeso de forma que cierre de forma controlada, las presiones máximas alcanzadas son muy aceptables. No obstante la opción del contrapeso en el cierre de la válvula de retención ofrece el problema de que si éste se ajusta de forma inadecuada puede originar problemas superiores incluso a los que se tenían antes de instalar el contrapeso.

## 6. CHIMENEA DE EQUILIBRIO

En impulsiones con poca pendiente, o bien que tengan algún punto elevado en su perfil, con escasa diferencia de cotas con el punto de desagüe de la instalación, puede ser altamente recomendable la instalación de una chimenea de equilibrio cuyo principio de funcionamiento físico es aportar o acumular agua, en función de la etapa del transitorio, al objeto de aumentar la inercia del sistema y laminar de este modo los picos de presión. Se trata, por tanto, de un dispositivo de protección adecuado para controlar sobrepresiones y depresiones, si bien tienen una notable limitación, ya que al estar abiertas requieren ser instaladas en un punto en donde la diferencia entre altura piezométrica y cota geométrica sea discreta.

La chimenea de equilibrio, tal y como se ha definido, es un dispositivo sencillo que no precisa mantenimiento alguno, y en ello radica su ventaja primordial. En la Figura 18.106 se detalla una instalación típica con chimenea de equilibrio en la que la entrada de agua se ha estrangulado para no tener que recurrir a grandes tamaños. En la práctica, por lo que a impulsiones se refiere, no se acostumbra a recurrir a sofisticadas chimeneas diferenciales como es el caso de los aprovechamientos hidroeléctricos (Abreu et al, 1995).

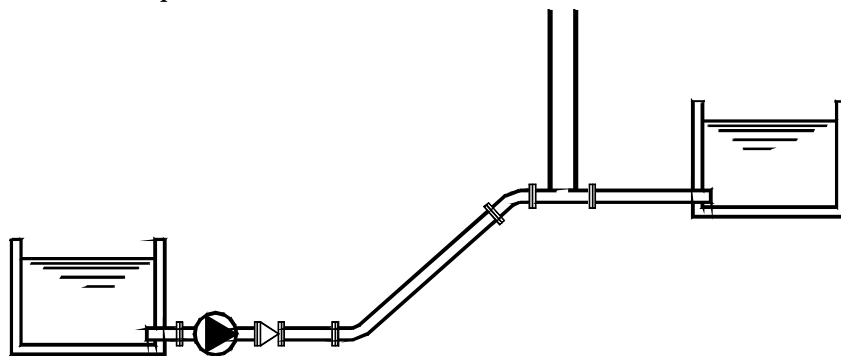


Figura 18.106. Instalación protegida con una chimenea de equilibrio.

### 6.1. Funcionamiento de la chimenea de equilibrio.

Una chimenea de equilibrio es una conducción instalada en paralelo con la tubería principal que tiene una sección  $A_{ch}$  mucho mayor que la sección  $A$  de la tubería (Figura 18.107.a). El funcionamiento de la chimenea de equilibrio se basa en que la relación  $A_{ch}/A$  sea lo suficientemente grande como para que las ondas tanto de sobrepresión como de depresión, que incidan sobre la unión de la chimenea y la conducción principal, no se transmitan o a lo sumo se transmitan tan solo parcialmente.



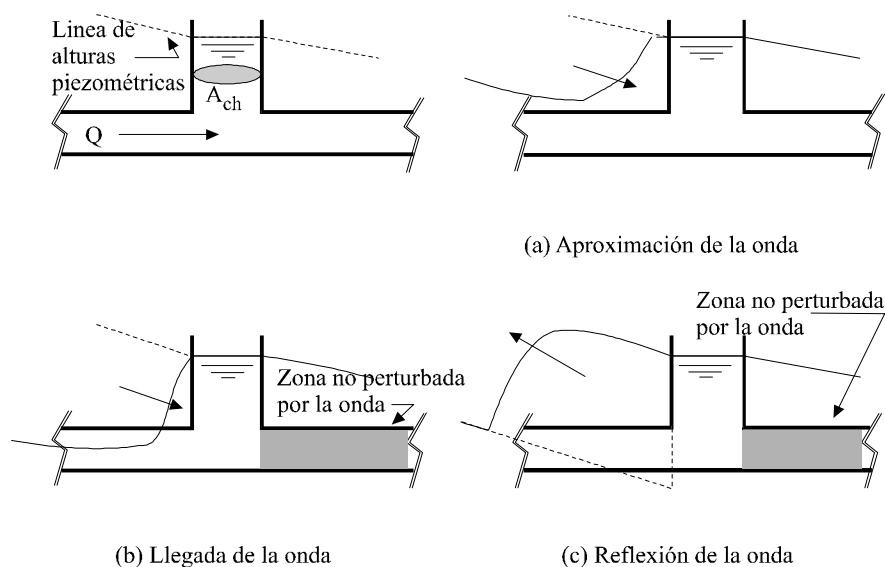


Figura 18.107. Comportamiento de una chimenea de equilibrio frente a una onda incidente sobre la misma.

El funcionamiento ideal de la chimenea de equilibrio debería ser el que se indica en la Figura 18.107. La onda depresiva que incide sobre la chimenea de equilibrio se refleja completamente y no transmite perturbación alguna aguas abajo de la misma. Se trata pues como si, durante el transitorio, la chimenea se comportase como un depósito de nivel constante.

La onda, bien sobrepresiva o bien depresiva, incidente en la chimenea (Figura 18.107.a) llega a la chimenea (Figura 18.107.b) y se refleja (Figura 18.107.c), de forma que aguas abajo de la chimenea aparece una zona no perturbada por la onda incidente.

La descripción realizada hasta ahora de la chimenea es en base a un funcionamiento teórico de la misma. Obviamente la chimenea de equilibrio no es ajena a las ondas que le inciden, y lejos de reflejar completamente éstas, transmite parte de las ondas que inciden sobre ella. Más aún, con frecuencia el nivel de la chimenea no solo no se mantiene constante sino que sufre fuertes variaciones. Este efecto es tanto más acusado cuanto más ajustado es el diseño que se haya realizado de las dimensiones de la chimenea.

## 6.2. Ventajas e inconvenientes de la chimenea de equilibrio.

La chimenea de equilibrio es un elemento de protección que aparentemente presenta unas ventajas notables, pero cuyas desventajas pueden ser asimismo importantes. Las ventajas indudables que presenta la chimenea de equilibrio son:

- Simplicidad de funcionamiento unida al hecho de que no requiere mantenimiento mecánico alguno.
- No necesita de mecanismo adicional alguno para llenar y reponer el volumen de agua aportado durante el transitorio. Únicamente se debe tener la precaución de dar a la chimenea una altura suficiente para que no rebose por su parte superior durante el proceso de arranque de la instalación.
- El transitorio generado no se transmite aguas abajo de la chimenea si ésta se diseña adecuadamente. Por ello el tramo aguas abajo de la misma queda perfectamente protegido sin la necesidad de instalar dispositivos secundarios adicionales.

Las desventajas que presenta la instalación de una chimenea de equilibrio son básicamente dos:

- La primera es derivada de su geometría: la altura máxima (cota de coronamiento de la chimenea) debe ser superior a la altura piezométrica para caudal máximo en el punto en que se instale. Además la cota del entronque de la chimenea con la conducción debe ser inferior a la altura piezométrica para caudal nulo, a fin de evitar que se vacíe de agua durante los períodos de tiempo en que la instalación esté parada. Estas limitaciones condicionan en gran medida la geometría final que debe tener la chimenea así como la obra civil que en muchos casos es necesario realizar para su instalación.
- La segunda es la relativa al comportamiento que tiene la chimenea durante el transitorio. Al producirse el paro de la instalación, la chimenea de equilibrio mantiene la altura piezométrica más o menos constante. Por el contrario la altura piezométrica en el punto inmediatamente aguas abajo de la bomba desciende en ocasiones con bastante rapidez. Esta diferencia de presiones origina que el flujo se invierta con mayor rapidez incluso que en el caso de no existir la chimenea. Esta fuerte deceleración e inversión del flujo lleva consigo asociado dos fenómenos. Por un lado pueden generarse velocidades de giro inversas en la máquina bastante importantes en el caso de no disponer de válvula de retención. Por otro lado, en el caso de instalarse una válvula de retención para evitar velocidades de giro inversas en la máquina, se generan fuertes sobrepresiones al cerrarse ésta. Estas sobrepresiones pueden ser superiores a las que se generan sin la presencia de la chimenea.

## 7. TANQUES UNIDIRECCIONALES

El tanque unidireccional es semejante constructivamente a la chimenea de equilibrio, cuyo estudio se acaba de abordar en el apartado anterior, si bien a diferencia de ésta lleva una válvula de retención instalada en el entronque de conexión con la tubería principal que impide el flujo desde la tubería hacia el tanque. Ello trae como consecuencia que su función sea ligeramente distinta, al tiempo que el nivel libre del agua en el tanque puede estar por debajo de la línea de alturas piezométricas en régimen, con todas las ventajas que ello comporta.

La misión encargada pues a los tanques unidireccionales es la de evitar la cavitación en puntos altos de tuberías con perfiles sinuosos, aportando agua a la conducción cuando la altura piezométrica en el punto de entronque de la tubería con el tanque baja hasta el nivel de la superficie libre de agua en el mismo.

### 7.1. Funcionamiento del tanque unidireccional.

La misión del tanque unidireccional es la de evitar las depresiones que pueden generarse en la conducción. Por ello a continuación se estudia cómo es la acción que realiza un tanque genérico en una impulsión ante la primera onda depresiva que se genera por la parada del grupo.

Como puede apreciarse en la Figura 18.108, el resultado final del paso de la onda de depresión por el tanque es que se transmite una onda aguas abajo del mismo, cuya amplitud es igual a la diferencia entre la altura piezométrica de régimen y el nivel de la superficie libre

del agua en el tanque. Asimismo se refleja una onda aguas arriba del tanque de amplitud igual a la porción restante de la onda incidente.

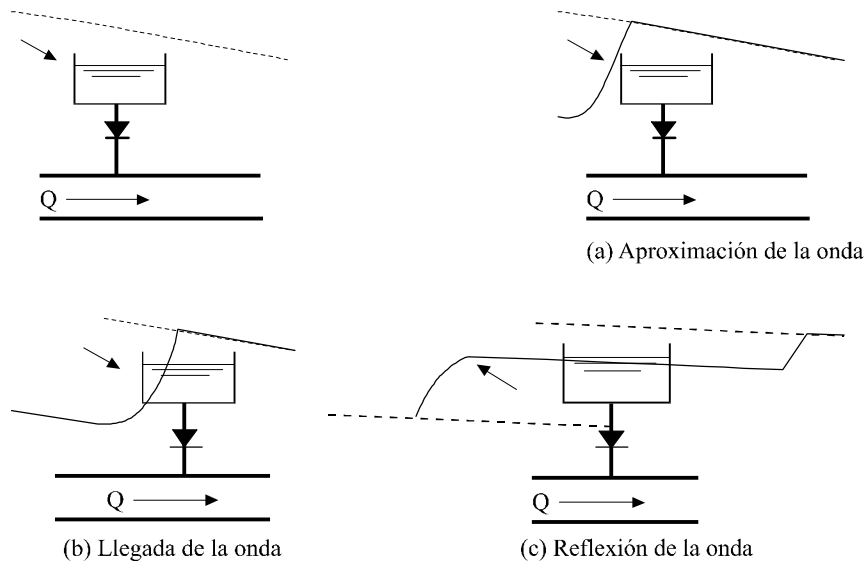


Figura 18.108. Respuesta del tanque unidireccional ante una onda depresiva.

Finalmente la situación final de la envolvente de alturas piezométricas mínimas una vez que la primera onda depresiva originada por la parada de la bomba llega al depósito de impulsión es la que se recoge en la Figura 18.109. En dicha figura puede verse el efecto comparativo de la acción de dicha onda en un caso en el que no existe tanque unidireccional y en un caso en que éste si está presente.

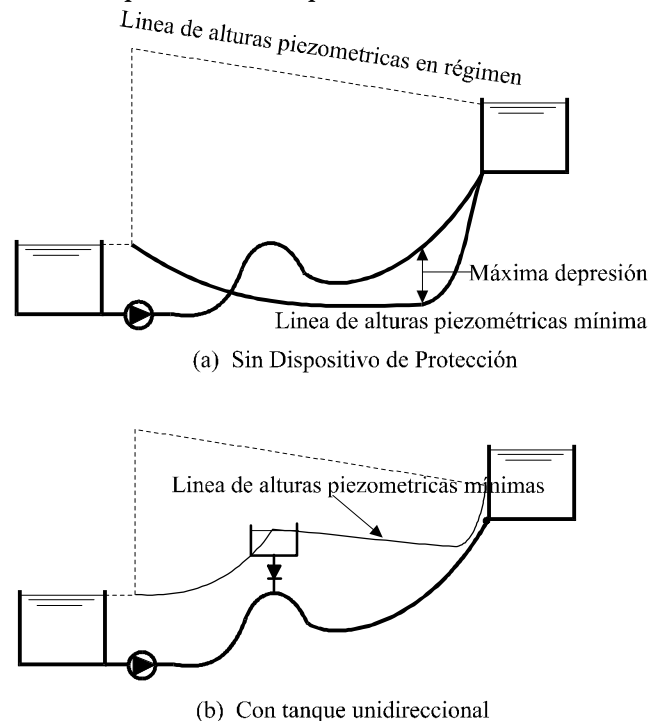


Figura 18.109. Efecto de instalación de un tanque unidireccional sobre la línea de alturas piezométricas mínimas.

El comportamiento del tanque tal y como se ha descrito hasta ahora es en la hipótesis de que éste no se vacía durante el transitorio y que el nivel de agua en el mismo permanece constante. Este hecho únicamente ocurre así si el volumen del tanque es el necesario, pero pudiera ocurrir que esto no fuera así. En este caso la transmisión y reflexión de ondas comentadas con anterioridad no sería estrictamente cierta.

### **7.2. Ventajas e inconvenientes de los tanques unidireccionales.**

Las ventajas más significativas que ofrece el tanque unidireccional como dispositivo de control de transitorios son:

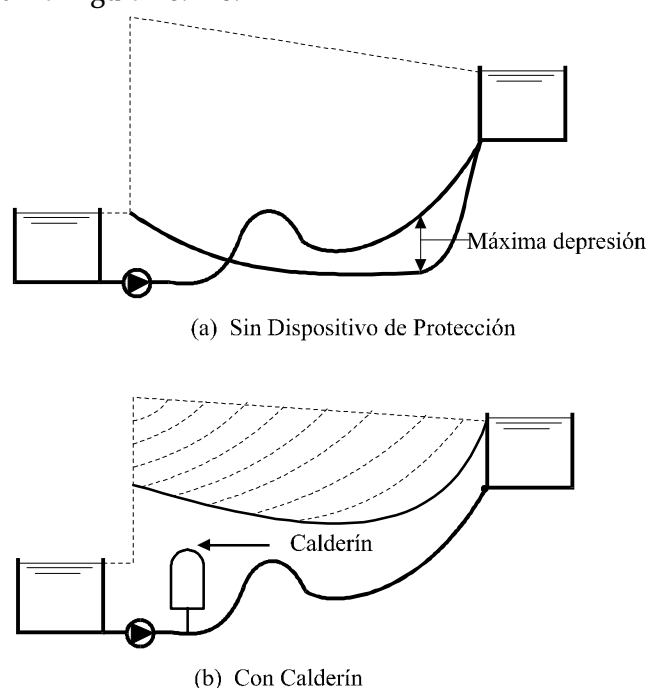
- La reflexión parcial de las ondas de depresión que inciden sobre el tanque origina que no se induzcan sobre el grupo de bombeo velocidades de giro inversas de importancia. Obviamente se puede evitar el giro inverso de la máquina colocando aguas abajo de la misma una válvula de retención que en el caso de existir un tanque originará en la conducción sobrepresiones inferiores a las que originaría una chimenea de equilibrio.
- La flexibilidad que puede tener la geometría del tanque. Al contrario de lo que ocurría con la chimenea de equilibrio, la cota superior del tanque se encuentra siempre por debajo de la altura piezométrica en régimen permanente en el punto donde éste se encuentra instalado. Esta flexibilidad de instalación del tanque hace que sea especialmente adecuado para perfiles topográficos irregulares, que requerirían de grandes chimeneas de equilibrio para su protección.

Las ventajas mencionadas con anterioridad no son la única característica que debe tenerse en cuenta del tanque. Obviamente su utilización presenta una serie de problemas en la instalación, algunos de los cuales se comentan a continuación:

- La transmisión parcial de las ondas de depresión que inciden sobre el tanque origina que aguas abajo del mismo puedan aparecer problemas por depresiones excesivas en la conducción. Esto origina que deban utilizarse otros dispositivos de protección adicionales, tales como otros tanques unidireccionales o bien ventosas. Esta desventaja en muchos casos resulta fundamental a la hora de realizar el análisis económico de las diferentes estrategias de protección, ya que se trata de comparar la instalación de varios tanques unidireccionales con la instalación, por ejemplo, de una única chimenea de equilibrio.
- Otro inconveniente importante de la instalación del tanque unidireccional es que éste requiere de un mantenimiento mecánico periódico adecuado para asegurar el buen funcionamiento tanto de la válvula de retención que impide la entrada de fluido desde la conducción durante el transitorio, como de las válvulas de llenado que reponen el volumen de agua aportado por el tanque durante el transitorio.

## 8. CALDERÍN DE AIRE

Uno de los dispositivos de protección más utilizados en la industria del agua para el control de transitorios, particularmente para la protección de instalaciones de bombeo frente al transitorio originado por el fallo de suministro eléctrico, es el calderín de aire comprimido. Inmediatamente después del fallo del suministro eléctrico el calderín se convierte en una fuente de energía que tiende a mantener el movimiento del fluido en la conducción. Así, mientras el aire del calderín se va expandiendo, la presión va disminuyendo, originando que el caudal en la tubería se reduzca de una forma controlada y mucho más lenta de lo que ocurriría sin la presencia del mismo. Se trata pues de convertir un transitorio rápido en un fenómeno lento de oscilación en masa. El resultado comparativo de la presencia de un calderín como elemento de protección en una impulsión es el que se recoge en la Figura 18.110.



*Figura 18.110. Efecto de la instalación de un calderín sobre las líneas de alturas piezométricas máximas y mínimas.*

A fin de controlar adecuadamente el sistema frente a las paradas de la bomba, la localización ideal del calderín es inmediatamente aguas abajo de la estación de bombeo y tan cerca de ésta como sea posible. Hay que tener en cuenta que debe colocarse una válvula de retención entre las bombas y el calderín, para prevenir el posible flujo inverso a través de éstas. En este sentido es importante que la válvula de retención tenga una respuesta dinámica adecuada, con el objeto de minimizar al máximo el temido "check valve slam" (Abreu et al, capítulo 11, 1995).

### 8.1. Utilización del calderín.

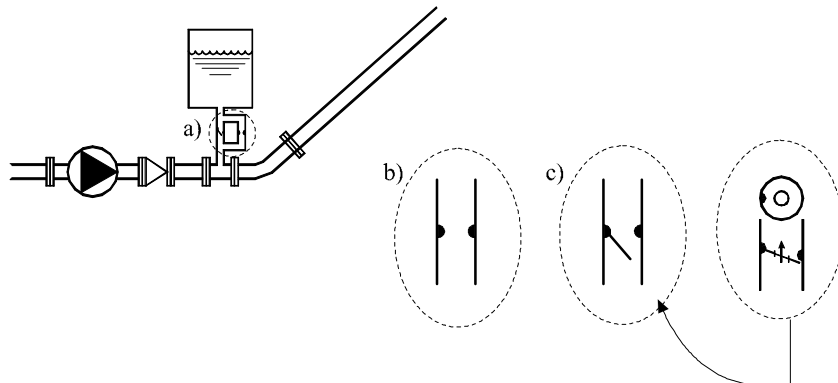
El calderín es un dispositivo de control especialmente indicado en perfiles con mucha pendiente, en los cuales resulta sumamente eficaz, presentando como inconveniente principal su elevado coste. Aumenta la inercia del sistema pero sólo a partir del momento de la parada del grupo elevador, por lo que en absoluto afecta a la puesta en marcha del

grupo. Es por tanto, un dispositivo de más calidad que los abordados en apartados anteriores.

El caudal de entrada y de salida del agua en el calderín se puede controlar mediante toberas o estrangulamientos. Normalmente, el caudal de salida debe ser sin restricción, y la conexión con la tubería principal debe hacerse evitando al máximo las pérdidas. En este sentido el tamaño de la tubería de entronque debe ser del mismo orden de magnitud que la tubería principal a fin de minimizar las pérdidas durante el flujo de salida.

Por el contrario, para el flujo de retorno la utilización de una tobera o cualquier tipo de estrangulamiento resulta beneficiosa para evitar que las presiones máximas generadas suban mucho. La determinación del coeficiente óptimo de pérdidas para el flujo de entrada se basa en un proceso de prueba y error con la ayuda de un modelo numérico de análisis, si bien el empleo de ábacos puede ser de gran ayuda para realizar una estimación inicial.

En la práctica (Figura 18.111), la inclusión de una pérdida diferente para el flujo de salida y de entrada se obtiene mediante una válvula de retención conectada en la línea que une la tubería principal con el calderín. Esta válvula de retención lleva instalado un by-pass que normalmente es de un diámetro mucho menor que el de la tubería, y que contiene una válvula para ajustar la pérdida en el estrangulamiento una vez que la instalación está en funcionamiento. Una vez ajustada esta válvula debe bloquearse mecánicamente para evitar que se cambie el valor del coeficiente de pérdidas de forma accidental.



*Figura 18.111. Instalación de un calderín de aire con diversos dispositivos de conexión con la tubería principal.*

Otras disposiciones constructivas del entronque de la tubería principal con el calderín pueden verse también en la Figura 18.111. En ella se puede ver una disposición constructiva muy empleada, cuál es la de utilizar una válvula de retención con un orificio taladrado en su interior. De esta forma para el flujo de salida no hay estrangulamiento alguno, mientras que para el flujo de retorno hay un estrangulamiento controlado de alguna forma por el tamaño del orificio practicado.

La estrangulación del flujo de entrada en el calderín resulta imprescindible si se quiere evitar el tener que recurrir a tamaños de calderín excesivamente grandes. De hecho para cada instalación existe un coeficiente de pérdidas óptimo en función del control sobre el transitorio que se desee llevar a cabo. Graze (1986) ha sido, probablemente, uno de los investigadores más activos en la optimización de las dimensiones del calderín y ha desarrollado diversos ábacos que permiten determinar en una primera aproximación cuál debe ser la relación de pérdidas, según el sentido del flujo, (mucho mayor para caudales entrantes) al objeto de conseguir con dimensiones mínimas, resultados óptimos. Cuestión bien distinta, y obviamente no menos importante, es cómo conseguir en la práctica un

dispositivo de entrada/salida que haga corresponder a la realidad física de la instalación los valores teóricos obtenidos en el diseño. En tal sentido resulta absolutamente imprescindible que en paralelo con el desarrollo teórico de los sistemas de cálculo, se disponga de bancos de ensayo fiables que permitan caracterizar adecuadamente el comportamiento de los distintos elementos de protección.

Como conclusión al uso de los calderines, cabe indicar la necesidad de instalar compresores de aire e instrumentación asociada para monitornizar de alguna forma el nivel de agua y controlar el compresor, lo que indudablemente supone una importante restricción. Por ello se tiende a hacer un uso limitado del calderín de aire como elemento de protección a aquellos casos en que se localiza próximo a las estaciones de bombeo. Una alternativa creciente en uso, y que solventa este problema es la utilización de calderines de vejiga o membrana. Este tipo de calderín evita la necesidad de instalar un compresor en la estación de bombeo, pero supone un coste superior a los calderines tradicionales sin membrana.

## **8.2. Ventajas e inconvenientes del calderín.**

Después de analizar la utilización que se puede dar al calderín se pueden constatar algunas de las ventajas más sobresalientes que ofrece éste como dispositivo de control primario:

- La ventaja fundamental del calderín frente a la chimenea de equilibrio y al tanque unidireccional es que el efecto sobre la onda de presión negativa inicial no depende de la cota inicial de la superficie libre de agua en el calderín. Esta diferencia hace que el calderín sea especialmente útil para instalaciones cuyo perfil no permite la instalación de los citados dispositivos de protección.
- La independencia de instalación del calderín, hace que éste pueda instalarse en la mayoría de las ocasiones próximo a la estación de bombeo, dado que, como se ha indicado ya, su ubicación no depende del nivel inicial de agua en el mismo. Esta instalación próxima a la estación de bombeo facilita la alimentación del mismo en el caso de necesitar de un compresor de aire comprimido, así como reduce en muchas ocasiones los gastos de mantenimiento del mismo, respecto de la situación en que el calderín estuviese alejado de la estación de bombeo.
- El calderín asimismo controla, casi totalmente las ondas depresivas que se producen tras la parada del grupo motor-bomba. Dichas ondas de depresión van ligadas directamente al tamaño de calderín seleccionado, siendo la reducción de éstas tanto mayor cuanto más grande es el tamaño del calderín.

Pero el calderín no ofrece únicamente ventajas respecto de la chimenea y el tanque unidireccional, sino que presenta una serie de desventajas:

- El calderín, si bien reduce la onda de depresión inicial, no la suprime por completo, por lo que en ocasiones puede ser necesario instalar aguas abajo del calderín otros dispositivos de control secundarios, tales como calderines de menor tamaño, tanques unidireccionales. ventosas, etc.
- Si bien la instalación de un calderín puede tener un coste similar al de una chimenea o un tanque, donde el calderín se encuentra en clara desventaja es en

los gastos de mantenimiento que origina. Este gasto de mantenimiento se manifiesta en el compresor que es necesario para mantener el volumen de aire necesario; en las válvulas de retención y regulación que se instalan en el estrangulamiento del calderín, y en general en toda la instalación complementaria que acompaña al mismo.

## 9. INSTALACIÓN DE BY-PASS EN LAS CONDUCCIONES

El tipo de instalaciones en las que el by-pass suele ser de utilidad son las impulsiones donde el grupo motor-bomba dispone de cierto nivel de presión en la aspiración (Figura 18.112). Al producirse el fallo de las bombas, la presión comienza a descender aguas abajo de la válvula de retención colocada a la salida del grupo. Si la presión llega a caer por debajo del nivel de agua en el depósito, del cual se alimentan las bombas, entonces a través del by-pass se produce un flujo desde el depósito de aspiración hacia la conducción principal sin pasar por las bombas. Este aporte de caudal realiza una función de control similar a la que haría un tanque unidireccional instalado en dicho punto. En definitiva, se consigue evitar que las depresiones en el tramo inicial aguas abajo del grupo lleguen a ser de importancia. Por otra parte, es importante la presencia de la válvula de retención en el by-pass, que impide la descarga de la bomba hacia el propio depósito de aspiración, evitando así que la máquina funcione en circuito cerrado.

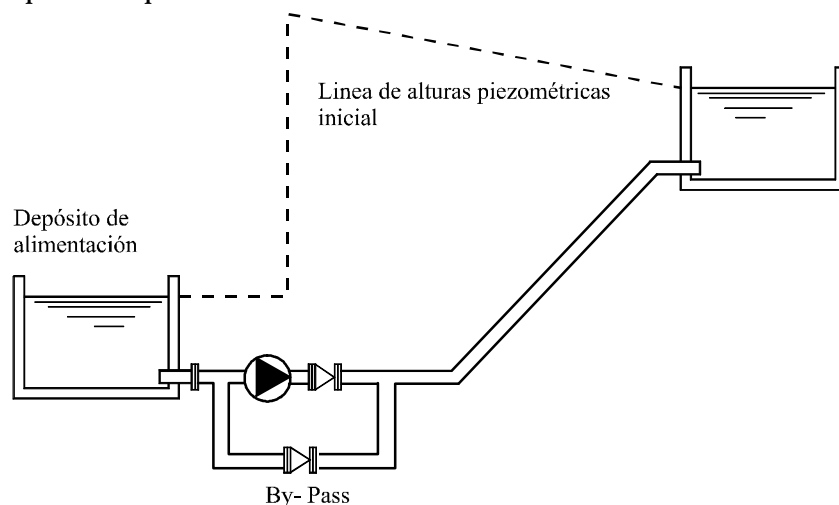


Figura 18.112. Instalación típica de un by-pass junto a una bomba.

El problema que se presenta en este tipo de instalaciones viene derivado del hecho de que hay que asegurar de alguna forma que la válvula de retención del by-pass, que puede haber estado una larga temporada sin funcionar, se abra en el instante adecuado. Esto sólo se consigue realizando el diseño dentro de un margen de seguridad adecuado; por ejemplo suponiendo que la válvula no abre hasta que entre el depósito de aspiración y el punto aguas abajo de las bombas haya una diferencia de presiones determinada, a fin de garantizar que esta diferencia de presiones va a ser capaz de abrir la válvula de retención. Por otra parte, el mantenimiento de la válvula de retención del by-pass en este tipo de instalaciones, como puede comprenderse fácilmente, se vuelve un hecho de suma importancia.

Otro tipo de instalación en la cual la instalación de un by-pass resulta adecuada es en las bombas para reimpulsiones a mitad de la conducción, normalmente conocidas como



bombas booster (Figura 18.113). En estos casos al producirse el paro de la bomba, y dado que existe una válvula de retención que impide el giro inverso de la máquina, se produciría la fragmentación de la columna líquida en dos tramos, uno aguas arriba de la bomba y otro aguas abajo. Se produce entonces un efecto similar a la instalación de una válvula de retención intermedia en la conducción, cuyos peligrosos efectos son bien conocidos.

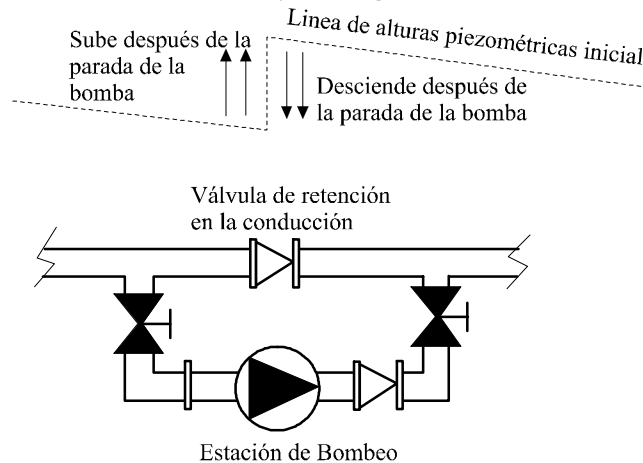


Figura 18.113. Instalación de un by-pass en un rebombeo intermedio.

A lo largo del texto se ha criticado con rotundidad la instalación en serie de válvulas de retención a lo largo de la conducción, cuestión ésta en la que coinciden todos los especialistas en la materia. Pero justo es comentar, ya que se está hablando en este apartado de la instalación de los by-pass, que Wood y Funk (1988) admiten la posibilidad de válvulas de retención intermedias pero con un by-pass resistivo auxiliar (Figura 18.114). Es innegable que con esta disposición se evitan, sin duda a costa de una mayor complejidad en la instalación, los inconvenientes discutidos al hablar de válvulas de retención.

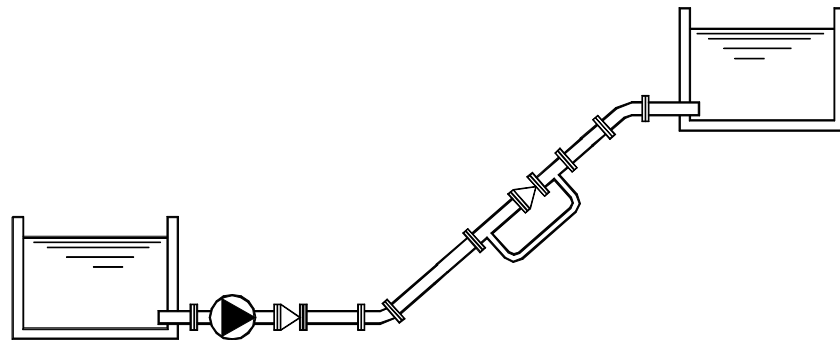


Figura 18.114. Instalación de una válvula de retención intermedia con un by-pass auxiliar.

La implementación física del by-pass en la válvula de retención intermedia está sujeta a diversas alternativas. Una de ellas pasa por la realización de un orificio en la propia válvula de retención, con lo que se evita el tener que hacer una instalación auxiliar de derivación de la conducción. El estrangulamiento que ofrece el by-pass para el flujo de vuelta durante el transitorio depende del tamaño del orificio practicado en el mismo. Otra solución alternativa consiste en instalar una conducción en paralelo con la válvula de retención, con un diámetro inferior al de la conducción principal. El diámetro de esta conducción en paralelo se calcula para que realice el estrangulamiento deseado durante el flujo de retorno.

Finalmente indicar que el criterio utilizado para determinar si en una impulsión es adecuada o no la instalación de un by-pass es que el parámetro de Allievi sea muy superior a la unidad.

$$2\rho = \frac{a V_0}{g H_0} \gg 1 \quad (18.98)$$

donde  $a$  es la celeridad de la onda de presión,  $H_0$  es la altura de elevación y  $V_0$  es la velocidad de régimen.

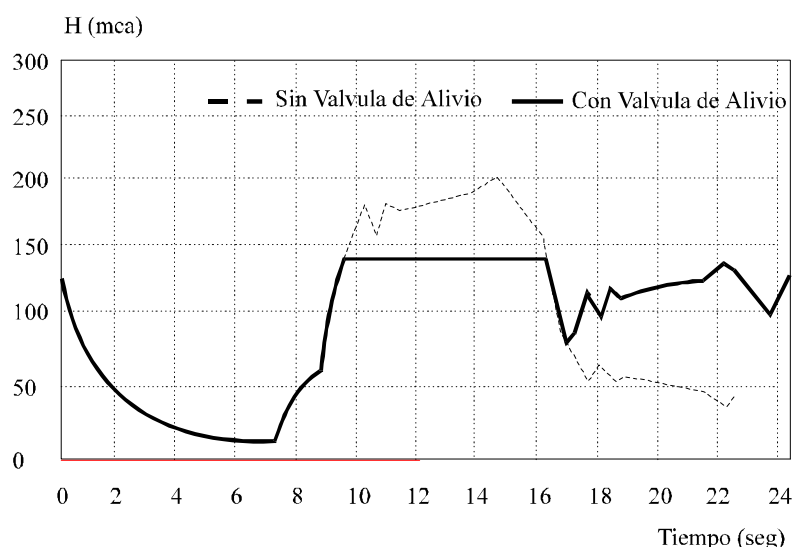
La utilización de este criterio se basa en el hecho de que una instalación con un parámetro de Allievi muy superior a 1 tiene una gran probabilidad de que aparezca cavitación, ya que la depresión de Allievi es muy superior a la altura piezométrica en régimen del sistema.

## 10. VÁLVULAS DE ALIVIO.

Las válvulas de alivio constituyen probablemente una de las alternativas de protección frente de sobrepresiones de uso más extendido. Se trata de elementos capaces de mitigar las sobrepresiones generadas durante el transitorio en base a aumentar la inercia del sistema, sin más que generando pequeñas descargas al exterior del fluido confinado en la tubería con exceso de presión.

A diferencia de las ventosas bidireccionales, que limitan tan solo las depresiones originadas en la conducción que generen descensos de la presión en puntos de la tubería por debajo de la presión atmosférica, las válvulas de alivio permiten controlar la presión máxima que puede llegar a alcanzarse en fases siguientes del transitorio, en las cuales aumente la presión.

Su utilización más característica, o al menos de uso más extendido, como elemento de protección primario es en impulsiones. En estas instalaciones la válvula de alivio se sitúa inmediatamente aguas abajo de la válvula de retención para mitigar las sobrepresiones derivadas del cierre de ésta. En la Figura 18.115 puede verse la acción de una válvula de alivio en una impulsión al originarse la parada del grupo. Puede verse como sin la presencia de la válvula de alivio la presión sube hasta un valor máximo de 216 mca, mientras que la acción de una válvula de alivio en el punto inmediatamente aguas abajo de la bomba reduce la presión considerablemente.



*Figura 18.115. Acción de una válvula de alivio.*

En el supuesto de que la importancia de la estación de bombeo aconseje la instalación de más de una válvula, al objeto de evacuar con eficacia la totalidad del caudal necesario, éstas deben entrar en funcionamiento de una manera escalonada, y ello se conseguirá tarando los muelles de una manera progresiva, con el fin de minimizar la depresión a que diera lugar la apertura de éstas y la consiguiente introducción de nuevas perturbaciones.

A pesar de cuanto se ha mencionado hasta ahora, la utilidad de la válvula de alivio no se centra tan solo en su ubicación junto a la estación de bombeo. Se trata de un elemento de características absolutamente complementarias a las de las ventosas. Así, resulta frecuente encontrar instalados conjuntos ventosa-válvula de alivio. Ese conjunto no solo permite controlar las depresiones y sobrepresiones en el punto en que se instala, sino que además permite solucionar uno de los problemas más frecuentes en la instalación de las ventosas: el pulso de presión generado por el choque de las columnas de aire al desaparecer la bolsa de aire.

### 10.1. Tipos de válvulas de alivio.

Existe gran variedad de diseños de válvulas de alivio, desde las más sencillas de muelle, o las válvulas de alivio contrapesadas, hasta válvulas absolutamente complicadas con complejos pilotajes y posibilidades de regulación. Cada una de ellas tiene su rango y campo de aplicación, ofreciendo ventajas e inconvenientes respecto a las demás. A continuación vamos a presentar los diferentes tipos de válvulas de alivio disponibles en el mercado, para posteriormente pasar a la problemática asociada al diseño de la instalación.

En las válvulas de alivio, la adición de dispositivos de accionamiento, control y regulación de la misma aumenta no sólo el coste de las mismas sino también la inercia de sus partes móviles. En definitiva, se convierten en válvulas cuya respuesta a la onda de presión es más lenta, por lo que el diseño de este tipo de elementos ha de realizarse con cuidado, a fin de evitar realizar una elección poco adecuada.

Los tipos de válvulas de alivio que generalmente se encuentran son tres: las de resorte (no compensadas), las compensadas en presión y las válvulas automáticas en derivación. Si bien los dos últimos tipos de válvula tienen un comportamiento bastante similar hemos

creído interesante separarlas por cuando presentan algunas peculiaridades en su funcionamiento.

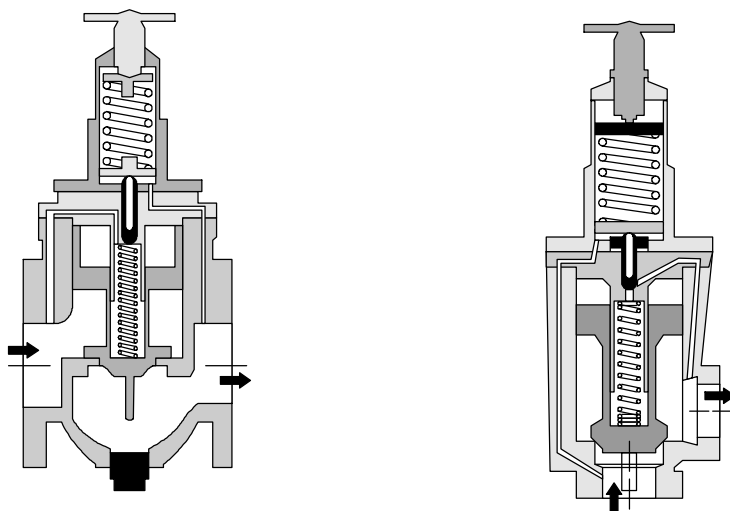


Figura 18.116. Tipos de válvula de alivio: izquierda: No compensada; derecha: Compensada.

En cualquier caso, tanto las de un tipo como las de otro, se instalan indistintamente a la salida del grupo impulsor o en puntos intermedios de las instalaciones allí donde se considera necesario.

#### Válvulas de resorte.

El primer tipo de válvula de alivio más convencional y económico disponible en el mercado es la válvula de alivio de resorte. Se trata de un dispositivo relativamente económico y seguro, consistente en un muelle ajustado que genera el cierre de la válvula. La válvula se abre cuando en el interior de la conducción, en el punto en que se ha instalado la válvula, la presión sube por encima de la presión de tarado, venciendo la fuerza del muelle.

Normalmente suelen tararse a presiones de tarados que oscilan entre un 10 y un 20% por encima de la presión en régimen permanente. No obstante es quizás el tarado de este tipo de válvulas una de las primeras limitaciones que el usuario puede encontrarse. Si bien el tarado de las válvulas de alivio de resorte es sumamente sencillo presentan el inconveniente de tener poca precisión en cuanto a la presión, debido al acabado constructivo de muchas de estas válvulas.

Los problemas que presentan este tipo de válvulas derivan en gran parte de su principio de funcionamiento. Uno de los principales se encuentra en que la válvula no cierre inmediatamente después de descender la presión por debajo de la presión de tarado. De hecho, si la válvula se encuentra aliviando una cantidad importante de agua puede ocurrir que hasta que la presión no descienda a un 90-95% de la presión de tarado ésta no se cierra, debido al empuje del agua sobre el muelle, manteniéndola abierta.

Asociado al problema del cierre de la válvula se encuentra el hecho de que el cierre de la válvula no suele tener ningún tipo de amortiguamiento, por lo que en ocasiones puede cortarse bruscamente el flujo de alivio, generándose al cerrar la válvula un nuevo transitorio. Esto es lo que se conoce como el clapeteo de la válvula de alivio, que, derivado de su comportamiento dinámico, origina que la válvula vaya abriendo y cerrando continuamente, produciéndose pulsos de descarga a través de la misma. Este clapeteo se puede evitar utilizando válvulas de alivio con dispositivos que permiten que éstas cierren a una presión

inferior a la que abren. Por otra parte, la generación de nuevos transitorios debidos al cierre de la válvula de alivio se puede solventar utilizando válvulas que dispongan de algún tipo de mecanismo de control para el cierre.

En el caso de las válvulas de alivio no compensadas, el principio de funcionamiento es bien sencillo. Tal y como puede verse en la Figura 18.117, hasta que no se alcance la presión de tarado  $P_t$  el muelle no cederá, permaneciendo cerrada. A medida que la presión aumente la sección de paso irá aumentando hasta llegar a la plena apertura de la válvula.

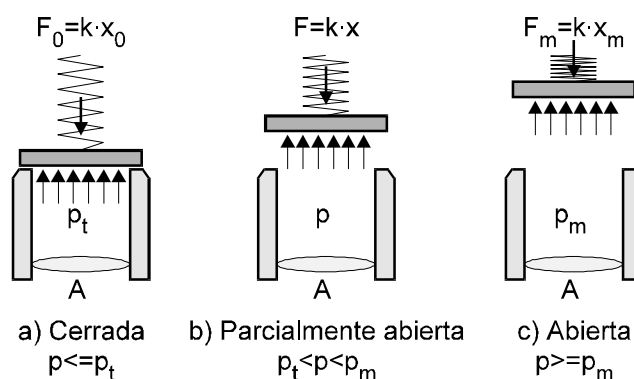


Figura 18.117. Principio de una válvula de resorte.

A los efectos de comportamiento puramente hidráulico, para las válvulas de alivio no compensadas o de resorte cabe distinguir dos presiones, a saber  $P_t$  (presión de tarado) y  $P_m$  (presión máxima de apertura). El caudal de paso a través de la válvula,  $Q_E$ , en función de la presión aguas arriba de la válvula de alivio son las que se recogen en la Figura 18.118.

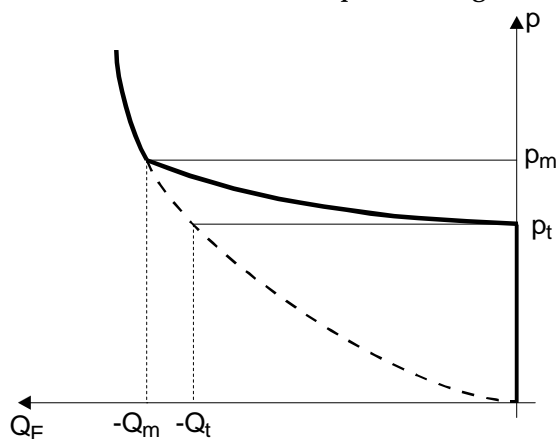


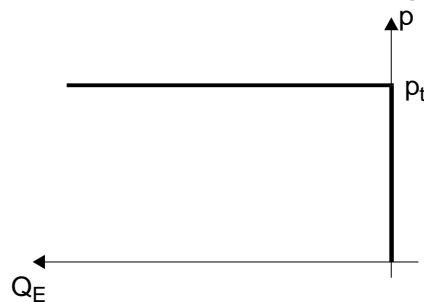
Figura 18.118. Relación entre la presión  $p$  y el caudal  $Q_E$  de una válvula de alivio no compensada.

El comportamiento exacto y la modelación de estas válvulas de alivio en posiciones intermedias entre que comienza a abrir y se encuentra completamente abierta es sumamente complejo de analizar, por lo que no entraremos en el detalle. Para presiones inferiores a la de tarado puede decirse que la válvula de alivio se comporta como si no existiese; mientras que para valores de la presión superiores a  $P_m$ , la válvula es como si de una descarga a través de una válvula completamente abierta se tratase.

De la modelación realizada hay que tener en cuenta que en la práctica es difícil obtener todos los datos necesarios para poderlos incluir en un modelo numérico. Así, valores como la presión de tarado o las pérdidas a válvula completamente abierta son relativamente fáciles de obtener. Por el contrario, el valor de  $P_m$  a partir de la presión de tarado, así como la evolución de las pérdidas conforme se abre la válvula de alivio son datos que en general no se encuentran disponibles de forma sencilla.

### *Válvulas compensadas*

El principio de funcionamiento de la válvula de alivio compensada, aunque similar al de la no compensada, presenta una serie de particularidades que las hacen totalmente distintas. La válvula de alivio compensada presenta un pilotaje adicional al objeto de que en cuanto se alcance la presión de tarado  $P_t$  que vence al muelle, la apertura de la sección de paso de la misma sea total. La idea de este funcionamiento consiste en que llegada la presión en la conducción al valor de la presión de tarado  $p_t$ , ésta permanezca constante. La representación gráfica de este comportamiento es el que recoge la Figura 18.119.



*Figura 18.119. Representación de una válvula de alivio compensada de capacidad infinita.*

El tipo de representación y comportamiento descrito en la figura anterior es muy adecuado para realizar el diseño de la válvula, tal como se verá en el apartado posterior. Dicho comportamiento corresponde a asumir en la válvula de alivio una capacidad infinita de aliviar el agua. Aunque a la hora de diseñar las válvulas se contempla la característica hidráulica de la válvula de alivio (Figura 18.123) en la representación anterior no queda reflejada dicha caracterización.

En el caso de que se instale una válvula de alivio cuyo coeficiente de caudal cuando se encuentra completamente abierta sea  $K_{v0}$  la representación del comportamiento de la válvula es diferente. En ese caso debe tenerse en cuenta que la válvula dispone de dos zonas de funcionamiento claramente diferenciadas. Una vez la presión en el punto situado inmediatamente aguas arriba de la válvula de alivio supera el valor de la presión de tarado  $p_t$ , esta se abre, de la misma forma que ocurría con las válvulas de alivio compensadas de capacidad infinita. De hecho, mientras los caudales de alivio son inferiores a un determinado caudal máximo (denominado  $Q_c$  en la Figura 18.120) la válvula va abriéndose progresivamente de forma que en todo momento ajusta que la presión aguas arriba de la misma sea la presión de tarado.

Cuando finalmente la válvula abre completamente, y ni siquiera en estas circunstancias se consigue controlar la presión, la válvula se comporta como una descarga abierta a la atmósfera. Así, para caudales superiores a  $Q_c$ , las presiones en el punto situado aguas arriba de la válvula son mayores que la presión de tarado, ya que se entra en la zona cuadrática de la Figura 18.120. Mientras el funcionamiento de la válvula de alivio sea en la zona recta de la Figura 18.120 la válvula se encontrará bien diseñada pues permitirá aliviar el caudal

necesario para evitar que la presión suba por encima de la presión de tarado. Si la válvula es pequeña para la instalación, su capacidad de alivio será insuficiente y se producirán valores de la presión por encima de la de tarado.

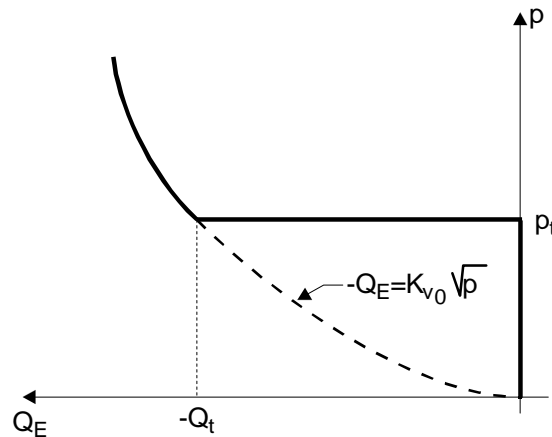


Figura 18.120. Modelación de la válvula de alivio compensada con característica real.

Una de las limitaciones que presenta la modelación realizada de la válvula de alivio es que una vez se encuentra abierta y se comporta como una descarga a la atmósfera se admite que el caudal puede crecer mientras aumente de forma correspondiente la presión aguas arriba de la misma. Este tipo de comportamiento no contempla pues uno de los problemas principales que aparecen en la inmensa mayoría de válvulas y en las válvulas de alivio en particular: la aparición de cavitación.

El fenómeno de cavitación en las válvulas por aumento local del término cinético en aquellos puntos en los que la reducción de sección sea más importante resulta frecuente en las válvulas de alivio. Así, un aumento progresivo del caudal por encima de  $Q_t$  origina la aparición en primer lugar de lo que se denomina cavitación incipiente y posteriormente cavitación crítica. Si aún con la presencia de cavitación en la válvula, por las características del sistema en que se encuentra situado ésta, la presión aguas arriba sigue aumentando se alcanza lo que se denomina el caudal de bloqueo, a partir del cual aumentos posteriores de la presión aguas arriba no originan aumentos en la descarga a través de la válvula. Este caudal de bloqueo  $Q_{block}$  es el caudal máximo que puede aliviar la válvula y resulta de interés a la hora de contemplar una modelación completa de la válvula de alivio.

A la hora de modelar el fenómeno de cavitación cabe destacar el comportamiento obtenido tras los ensayos realizados por Tullis (1993). Estos ensayos muestran para una misma válvula, con tres grados de apertura diferentes, determinados niveles de cavitación. Así sobre la Figura 18.121 se distinguen 5 niveles claros de cavitación:

- N: Ninguno. No existe cavitación en la válvula.
- L: Ligero.
- M: Moderado.
- D: Daños incipientes.
- B: Bloqueo.

De todos los niveles de cavitación referidos el único que resulta realmente de interés de cara a la modelación del transitorio originado por la presencia de una válvula de alivio es el de bloqueo, ya que afecta de forma notable al comportamiento de la válvula. En la Figura 18.121 se recogen los ensayos de una válvula para tres posiciones de la misma diferentes.

Nótese que hasta que el nivel de cavitación en la válvula no es elevado, la relación entre el caudal y la pérdida de carga experimentada en la misma adopta la forma cuadrática, común de la mayoría de elementos hidráulicos. Una vez el nivel de cavitación existente en la válvula es elevado aparecen desviaciones en el comportamiento de la válvula, tal como puede apreciarse en el ensayo para el grado de apertura III. Finalmente, si el nivel de cavitación continua se alcanza lo que se denomina el bloqueo de la válvula. Este bloqueo se caracteriza a la hora de modelar su comportamiento por el hecho de que el caudal permanece constante independientemente de la pérdida de carga en la válvula. Es lo que podríamos denominar el caudal máximo que puede aliviar una válvula.

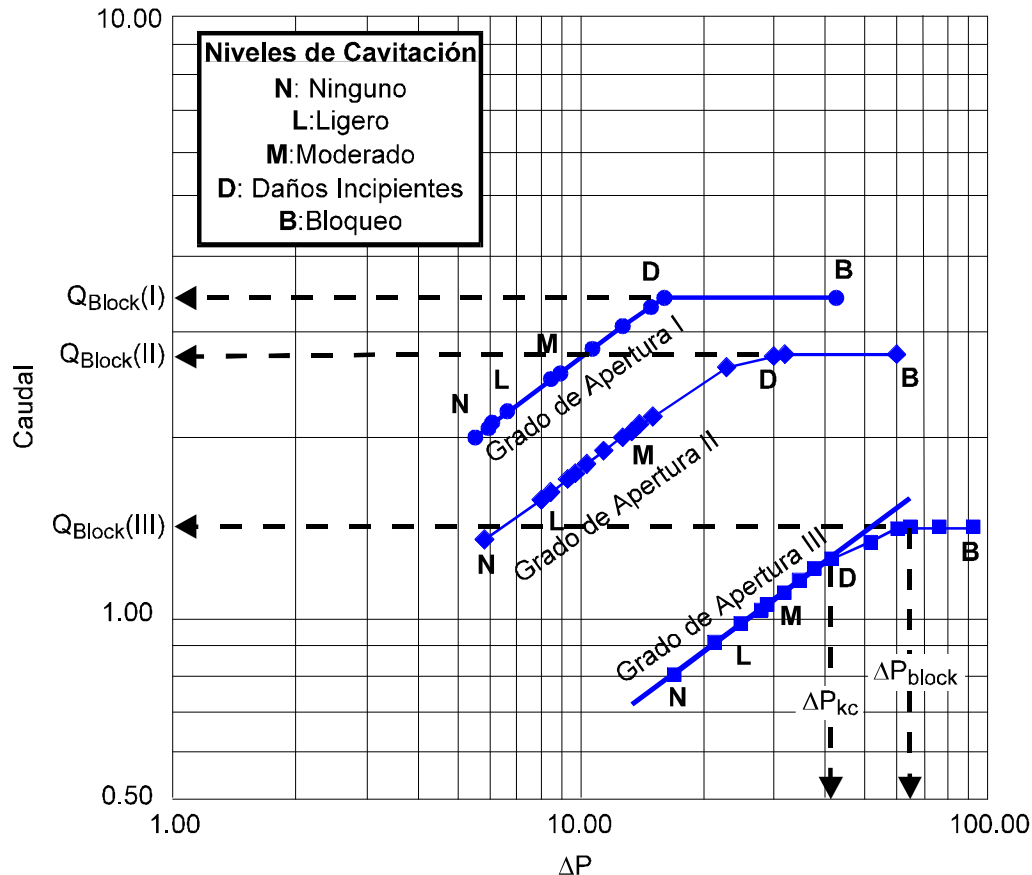


Figura 18.121. Ensayo de cavitación de una válvula de alivio con diferentes aperturas.

A efectos de representar el comportamiento en régimen transitorio de una válvula de alivio y la aparición de cavitación en la misma resulta interesante analizar el comportamiento de la válvula con los diferentes grados de apertura. Así, del análisis de los resultados de la Figura 18.121 puede verse como el efecto de bloqueo de la válvula resulta más acusado para el caso de aperturas de válvula mayores. No obstante, de cara a modelar el comportamiento de una válvula de alivio una vez se encuentra abierta, se considerará que dispone de un determinado caudal máximo o de bloqueo a partir del cual la válvula no permite aliviar más caudal, originando por tanto un aumento local de la presión. Dicho comportamiento es el que recoge la figura siguiente.



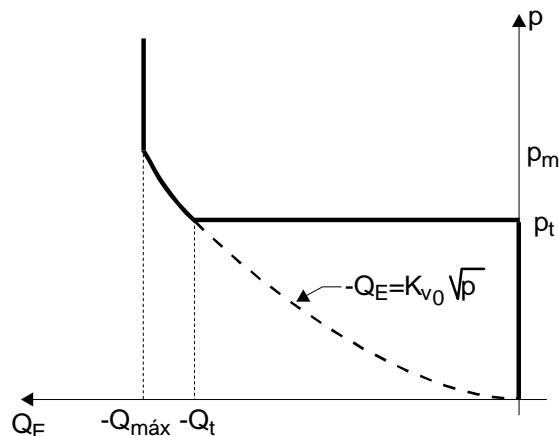


Figura 18.122. Modelación de la Válvula de alivio compensada con característica real y considerando el caudal máximo de bloqueo por cavitación.

### 10.2. Dimensionado de válvulas de alivio.

El procedimiento de diseño de una válvula de alivio debe realizarse mediante la simulación numérica de la válvula sostenedora de presión colocada en paralelo en el punto en que ésta se encuentre. Con esta simulación puede obtenerse el caudal máximo aliviado para la presión de tarado establecida, y posteriormente escoger el tamaño de válvula que sea capaz de aliviar el caudal máximo a la presión de tarado.

Lógicamente con las especificaciones de caudal y presión existen diversas válvulas de alivio capaces de satisfacer dichas exigencias. La válvula de alivio en este caso no debe escogerse demasiado grande. Un tamaño excesivo genera alivios puntuales exagerados que conllevan a la generación de depresiones importantes en la conducción. Por otro lado, la válvula debe ser capaz de dar caudal suficiente como para que la presión no aumente por encima de la de tarado. Lógicamente, en el caso en el que estemos hablando de válvulas de alivio de resorte el valor que no debe excederse es el de  $P_m$ , por cuanto el valor de la presión de tarado es necesario excederlo para poder hacer funcionar la válvula.

A continuación, recogemos un método sencillo para estimar de forma rápida el tamaño de válvula de alivio en el caso de que no se disponga de un modelo numérico con el que realizar las simulaciones adecuadas. Hay que indicar que los resultados obtenidos con este método no dejan de ser una estimación preliminar, cuya validación debe obtenerse posteriormente antes de dar el diseño por bueno.

Cuando la válvula de descarga de una conducción por gravedad cierra, o bien, cuando una bomba para y ha sido superada ya la depresión inicial, la conducción está expuesta a sobrepresiones que serán tanto más grandes cuanto más rápido haya sido el acontecimiento que provocó el transitorio. No sólo se pueden alcanzar valores próximos al pulso de Joukowsky sino que, el efecto de empaquetamiento puede hacer que sea superado. Además si en la fase depresiva hubo cavitación las presiones pueden ser todavía mayores. En una estimación del lado de la seguridad puede suponerse que el efecto de empaquetamiento incrementará en el valor de las pérdidas,  $H_L$ , el valor del pulso de Joukowsky. Una forma de hacer que tales presiones no sean alcanzadas consiste en colocar una válvula de alivio ajustada a una cierta presión de tarado  $H_{tar}$ . En tal caso, el aumento máximo de altura debe tomarse como  $\Delta H = (H_{tar} - H_{rég}) - H_L$ . La variación en la velocidad del fluido,  $\Delta V$ , que provocará este aumento se obtiene de la expresión de Joukowsky.

$$\Delta H = \frac{a\Delta V}{g}$$

por lo que la velocidad del fluido en la tubería cuando abra la válvula de alivio será

$$V_1 = V_0 - \frac{g\Delta H}{a}$$

El caudal que debe ser capaz de extraer la válvula de alivio será, por tanto,

$$Q_{al} = A V_1$$

siendo A la sección de la tubería.

Conocidos caudal a aliviar y valor de las pérdidas que debe originar, tan sólo falta seleccionar la válvula adecuada de entre las proporcionadas por el fabricante. La Figura 18.123 reproduce las curvas características de un conjunto de válvulas de alivio típicas.

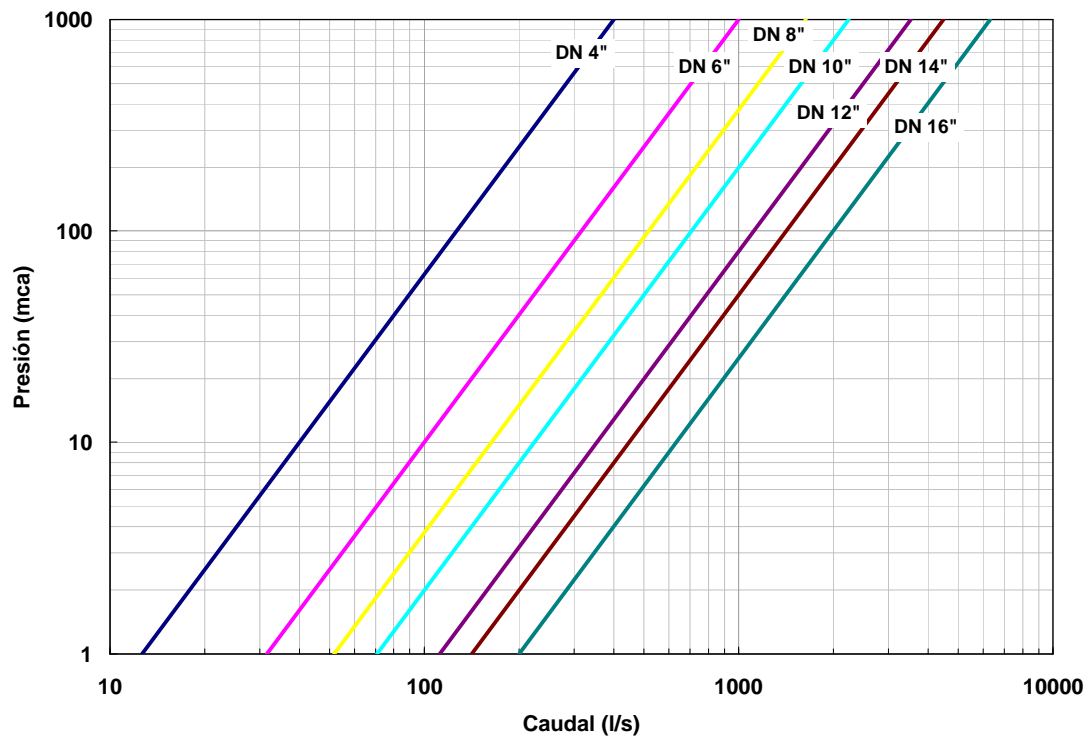


Figura 18.123. Características hidráulicas de diferentes válvulas de alivio.

## 11. VENTOSAS.

A lo largo de este capítulo se han visto ya diversos métodos para tratar de evitar la cavitación en determinados puntos de la tubería: calderines, chimeneas, tanques unidireccionales, by-pass, etc. Sin embargo, un dispositivo sencillo para realizar un control inicial de las sobrepresiones es la ventosa, que permite la admisión de aire atmosférico en la conducción en el punto de la tubería en que se encuentra instalada cuando la presión en la

conducción se sitúa por debajo de la presión atmosférica, rompiéndose con ello el vacío parcial que se tenía. Posteriormente y si la presión aumenta hasta superar la presión exterior, el aire es expulsado, de manera que las columnas de líquido separadas por la interfase gas, vuelven a juntarse de nuevo.

La Figura 18.124 muestra el principio de funcionamiento de una ventosa típica de admisión/expulsión, con el flotador interior en las distintas posiciones que puede ocupar en función de la relación entre la presión interior,  $P_i$ , y la presión exterior,  $P_{at}$ .

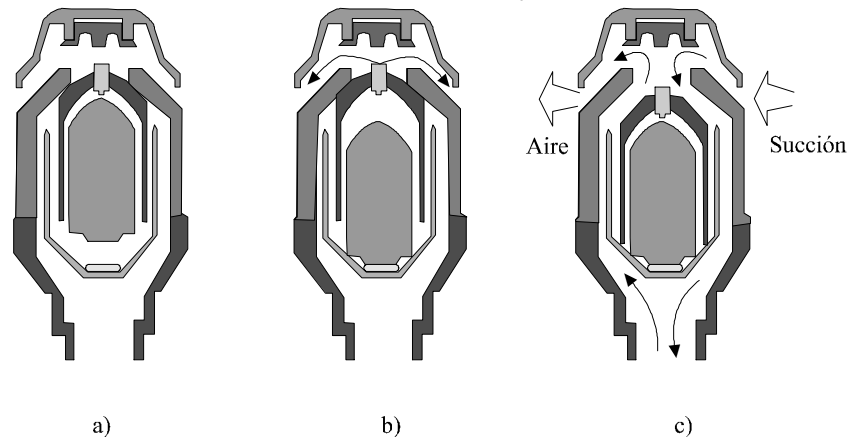


Figura 18.124. Principio de funcionamiento de una ventosa para control de transitorios

- a) Con  $P_i > P_{at}$  y la tubería llena de agua
- b) Con  $P_i > P_{at}$  y la tubería llena de aire.
- c) Con  $P_i < P_{at}$

Existe en el mercado una gran cantidad de tipos y formas constructivas de ventosas. Es importante conocer las diferencias que hay entre unos y otros tipos ya que una elección inadecuada de la ventosa puede generar más problemas que los que puede llegar a resolver.

Las dos razones principales por las que una ventosa debe introducir aire dentro de una conducción son la ventilación y el control de depresiones originadas durante un transitorio. Las condiciones que debe tener una ventosa pensada para ventilar la conducción han sido analizadas ya en capítulos anteriores, por lo que no resulta adecuado volver sobre ello de nuevo. Se trata tan solo de realizar una descripción de las características que debe tener una ventosa utilizada para el control de transitorios. Estas son:

- Gran capacidad de admisión de aire en los puntos críticos, para evitar la posible aparición de cavitación. Cuando mayor sea en general la capacidad de admisión, el caudal de aire aportado por la ventosa será mayor y podrá controlarse más la depresión originada.
- Baja capacidad de expulsión, para evitar que la bolsa de aire que existe dentro de la conducción colapse de forma brusca. Este es sin duda uno de los aspectos críticos de la instalación de la ventosa.

Existe un criterio ampliamente difundido como estrategia de seguridad en el diseño de instalaciones que consiste en mayorar el tamaño del dispositivo dimensionado. Así, por ejemplo, un conducto (si el presupuesto lo permite) puede sobredimensionarse escogiendo un diámetro superior, o bien una tubería puede timbrarse con un espesor ligeramente superior al realmente necesario. O incluso, dentro del campo de los sistemas de protección, puede aplicarse un cierto coeficiente de seguridad al tamaño del calderín instalado en una impulsión, mayorando éste respecto del que realmente sería necesario para obtener una

cierta seguridad en el diseño. En la elección del tamaño de la ventosa a instalar en un determinado punto de una conducción, este tipo de criterio de seguridad puede conducir a problemas sumamente graves.

Si se escoge una ventosa de tamaño superior se dispondrá tanto de una capacidad de admisión como de expulsión mayores que si se escoge una ventosa de tamaño inferior. Si la capacidad de admisión es ligeramente superior a la realmente necesaria en la instalación, no se producen efectos graves ni perjudiciales sobre la misma. Tan solo se produce el efecto de que la presión experimenta un descenso por debajo de la presión atmosférica inferior al que se originaría con una ventosa de capacidad de admisión menor, unido al hecho de que el caudal y volumen de aire aportado es mayor. El problema se origina por el hecho de que la capacidad de expulsión sea elevada. De hecho de la misma forma que el aire entra con mayor facilidad en la conducción con una ventosa de mayor tamaño, también se expulsa con mayor rapidez. Esto origina que las columnas de fluido separadas por la bolsa de aire adquieran una velocidad tanto mayor cuanto mayor sea la velocidad de expulsión del aire (lógicamente controlada por la capacidad de expulsión de la ventosa). En definitiva al producirse la expulsión completa de la bolsa de aire y cerrarse la ventosa se produce el choque de las columnas de fluido, lo que origina una importante sobrepresión.

Si por el contrario la ventosa es de tamaño menor, la capacidad de admisión se reduce, y pueden presentarse problemas de control de las depresiones iniciales, pero por el contrario se dispone de mayor regulación en la expulsión del aire, limitándose así las sobrepresiones por el choque de las columnas líquidas al cerrarse la ventosa. En base a estos hechos se ha generalizado, en determinadas instalaciones, la utilización conjunta de una ventosa y de una válvula de alivio. De esta forma la ventosa realiza el control sobre la fase depresiva inicial y posteriormente si la expulsión no controla el choque de las columnas de agua, se produce una pequeña evacuación de líquido por actuación de la válvula de alivio (cuyo principio de funcionamiento se estudia con más detenimiento en el próximo apartado).

Sea cual sea el criterio necesario, una vez determinadas las características de admisión y expulsión, se puede determinar sin más que acudir a las curvas características de las ventosas el tamaño y número de ventosas necesarias.

### *Ejemplo 3. Dimensionado de un grupo de ventosas.*

Se pretende realizar el dimensionado de un grupo de ventosas a instalar en un determinado punto de una instalación.

Para realizar la selección del tamaño y número de ventosas, resulta fundamental conocer dos datos: la presión mínima permitida en la conducción y el caudal de aire que va a ser necesario admitir para que la presión no descienda por debajo del valor mínimo. El valor de la presión mínima, que normalmente suele ser una especificación de diseño, está fijada en este caso concreto en:

$$\Delta p_{\text{ventosa}} = 0'25 \text{ bar}$$

Por otra parte el caudal de aire que deben admitir las ventosas viene determinado por la velocidad máxima de separación entre las columnas de fluido. Una estimación del lado de la seguridad puede obtenerse al tomar dicho caudal igual al caudal de régimen, si bien el diseño final debe contemplar un análisis numérico detallado de la instalación con la ventosa

incorporada. En este caso se admite una velocidad de separación de la columnas equivalentes a un caudal de:

$$Q_{\text{ventosa}} = 2'5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para seleccionar la ventosa debe escogerse una gama concreta de ventosas y a partir de sus curvas características realizar la selección de la misma. En este caso se emplearán las curvas características de la gama de ventosas de la Figura 18.125. El dimensionado de la ventosa se realiza llevando los valores de presión diferencial mínima  $p_{\text{ventosa}}$  y la estimación del caudal máximo de aire  $Q_{\text{ventosa}}$  sobre el conjunto de gráficas proporcionadas por el fabricante para poder elegir la ventosa adecuada.

$\text{m}^3/\text{s}$  Caudal ocupado a presión atmosférica

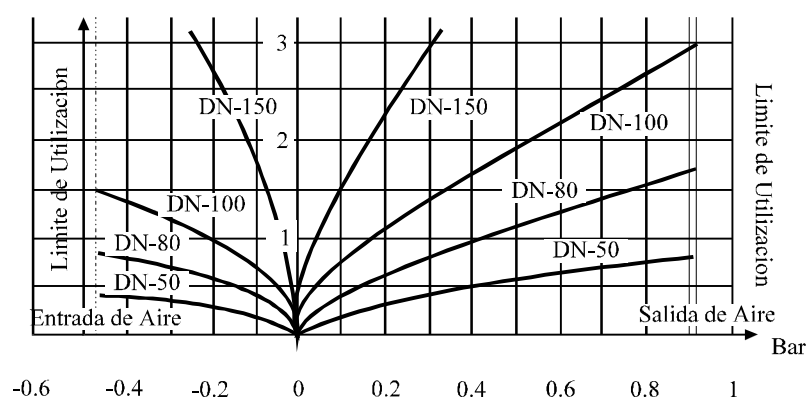


Figura 18.125. Curvas características de una gama de válvulas.

En este caso concreto, si se desea colocar una única ventosa deberá elegirse la que corresponde con DN150, ya que otras más pequeñas no podrán admitir  $Q_{\text{ventosa}}$  manteniendo  $p_{\text{ventosa}}$ , por lo que cuando admitan realmente  $Q_{\text{ventosa}}$  tolerarán presiones menores que las prescritas. Otra opción que en ocasiones se emplea, por motivos de seguridad, consiste en instalar dos ventosas iguales en paralelo, que en este caso concreto deberán ser las correspondientes a DN100.

El anterior ilustra claramente como realizar el diseño previo del tamaño de una ventosa, que permite controlar la fase inicial de un transitorio (con depresión inicial). No obstante, únicamente una simulación adecuada con la ventosa seleccionada podrá validar definitivamente el diseño realizado.

Respecto del fenómeno de expulsión del aire hay que tener en cuenta la necesidad de mantener el aire el mayor tiempo posible en la tubería, a fin de amortiguar las fluctuaciones de presión. No obstante, también resulta interesante evacuar el aire con rapidez para permitir el arranque de la instalación lo antes posible. La elección de la capacidad de expulsión no es un problema tan sencillo como la admisión por lo que debe abordarse mediante la simulación sucesiva con diferentes alternativas de diseño.

## 12. VALVULAS ANTIARIETE.

La eficacia de las válvulas de alivio descritas en el apartado anterior es buena, pero puede aumentarse si la descarga del fluido se realiza no cuando se produce el aumento de presión, sino cuando se inicia con el flujo de retorno, antes de que la presión alcance el valor de tarado de la válvula (necesariamente superior al valor de régimen para evitar la descarga durante el normal funcionamiento de la instalación). Esto es lo que puede conseguirse con la válvula reguladora de presión (VRP) o comúnmente denominada Válvula anticipadora de onda o antiariete, que es una válvula motorizada con una ley de apertura/cierre perfectamente diseñada para que se genere la presión mínima en el transitorio. Obviamente se trata de descargar el fluido mediante un by-pass pero pudiendo intervenir de una manera mucho más directa.

La Figura 18.126 muestra la instalación convencional de una válvula reguladora de presión, además de la válvula de descarga, cuya función es regular el punto de funcionamiento en régimen de la instalación ( $H_0, Q_0$ ) y que, en consecuencia, no es accionada durante el transitorio; sólo al final, cuando el fluido prácticamente se haya detenido, se procederá a cerrarla. En cualquier caso, y en el desarrollo que sigue, no existe inconveniente alguno en suponer que sobre la misma se desarrolla un determinado tipo de maniobra que, sin embargo, no se contempla.

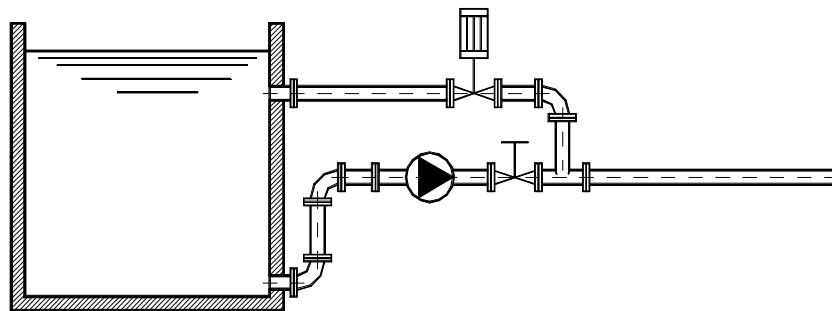


Figura 18.126. Instalación de una VRP para el control de sobrepresiones en un transitorio.

Para comprender mejor el principio de funcionamiento comparativo de la válvula de alivio con respecto a la válvula reguladora de presión o anticipadora de onda, se adjunta una gráfica convencional (Figura 18.127) sobre la variación de velocidad, caudal y presión tras la parada de una bomba, indicando el instante en que comenzaría a actuar la válvula de alivio y el momento en que se iniciaría la apertura de la VRP.

Debemos destacar el hecho de que las gráficas completas  $q$  y  $h$  se han representado como quedarían sin intervención de elemento protector alguno; si bien lo único que se pretende con ellas es enfatizar en el hecho de una mayor protección de la VRP ya que su acción se inicia mucho antes. La válvula reguladora de presión comenzará a maniobrase, durante la fase inicial del transitorio a fin de que al regresar la onda reflejada en el depósito se encuentre esta válvula abierta y no se produzca una sobrepresión importante. El momento en el que se inicia la maniobra de apertura de la válvula es variable dependiendo de la construcción y tipo de la válvula reguladora. Así, una solución que se emplea es la de comenzar la apertura de la válvula cuando la presión desciende a un valor del orden del 70% de la presión de régimen, si bien esta presión de maniobra de la válvula debe ser variable e incluso poder ajustarse en la propia instalación. En la figura Figura 18.127 se ha indicado como momento de comienzo de la maniobra el mismo momento en que el caudal se iguala a

cero, pues se trata de poner de manifiesto que es a partir de este momento a partir del cual se hace efectiva la actuación de la válvula, al comenzar a descargar fluido a través de ella.

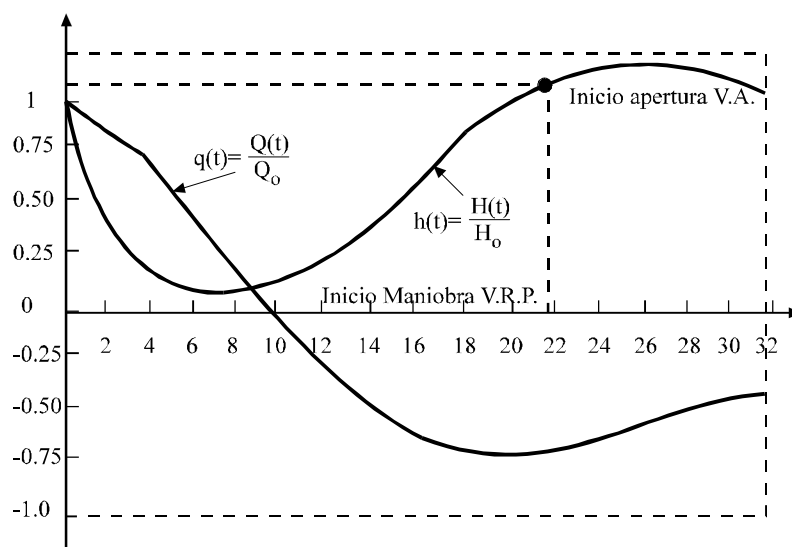


Figura 18.127. Diferentes instantes de tiempo en que se inicia la entrada en acción de una VRP y una válvula de alivio.

Por el contrario la válvula de alivio inicia su intervención muy posteriormente, exactamente cuando la presión rebasa en un 5 - 10 % el valor de la presión de tarado indicada previamente.

La ventaja fundamental de las válvulas denominadas antiariete o anticipadoras de onda consiste en combinar simultáneamente los dos efectos comentados con anterioridad. Por una parte disponen de una maniobra de apertura mediante una consigna de presión inferior a la de régimen normal de funcionamiento. Asimismo disponen de una temporización regulable en la maniobra de cierre, por cuanto estas válvulas deben cerrarse una vez mitigado el transitorio a fin de evitar el vaciado de la conducción. Por otra parte también realizan la función de válvulas de alivio, de forma que en el caso de generarse sobrepresiones superiores a las establecidas mediante un tarado abren y permiten el alivio de fluido.

En la Figura 18.128 se muestran los resultados comparativos de la instalación de una impulsión de una válvula antiariete. Nótese, como la evolución de la presión en el caso de instalar una válvula antiariete es significativamente diferente a la obtenida en el caso de una válvula de alivio (Figura 18.115). Esta diferencia se fundamenta en que la válvula anticipadora de onda actúa desde la fase depresiva inicial, mientras que la válvula de alivio convencional no actúa hasta que se genera la sobrepresión en la conducción.

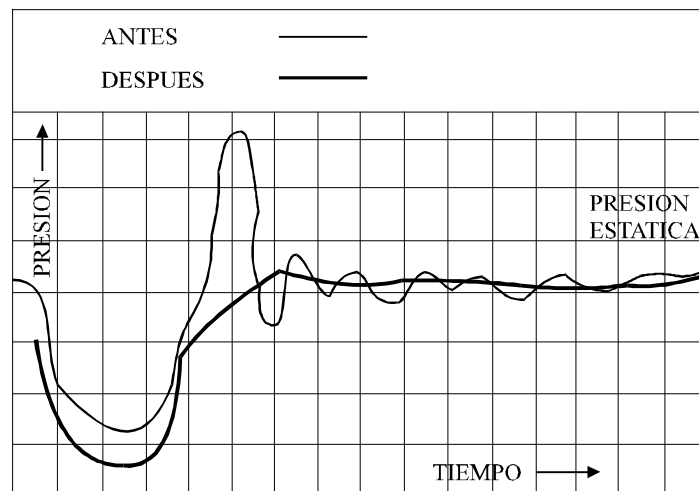


Figura 18.128. Comparación de la evolución de la presión inmediatamente aguas abajo de la bomba en el caso de no tener una válvula anticipadora de onda y el caso de sí disponer de ésta.

Una de las limitaciones que tiene la utilización tanto de las válvulas anticipadoras de onda como las válvulas de alivio es el comportamiento dinámico que presentan durante el transitorio. Así, un efecto asociado a la instalación de estos dispositivos de protección en determinadas instalaciones es que su actuación puede generar depresiones importantes en la conducción. En el caso de la válvula de alivio, fundamentalmente si ésta se encuentra pilotada, al alcanzarse la presión de tarado y superarse ésta se produce la apertura de la misma. Al abrir la válvula de alivio, si dispone de una capacidad de alivio importante puede generarse en la conducción una importante depresión, por cuando se ha producido en el punto en el cual se encuentra instalada una fuerte extracción de caudal. Esta depresión generada se superpone al efecto principal del transitorio (generado, por ejemplo, por la parada de una bomba), pudiéndose agravar en muchas ocasiones el transitorio principal por la instalación de la válvula de alivio.

Este efecto, que se acaba de describir para la válvula de alivio, es asimismo válido para las válvulas anticipadoras de onda. Así, en los casos en los que se comience la apertura de la válvula demasiado pronto o bien la apertura de la misma se realice demasiado deprisa pueden producirse efectos muy similares a los descritos. Pero en las válvulas anticipadoras de onda el fenómeno puede complicarse algo más, por cuando hay que considerar la maniobra de cierre de la misma para evitar el vaciado de la conducción. Si el cierre no se realiza de forma controlada podrán surgir en la instalación sobrepresiones importantes derivadas de esta maniobra.

En definitiva, la instalación de este tipo de válvulas para control de transitorios ofrece, a priori, ventajas notables. No obstante debe realizarse la selección y diseño de la misma con sumo detenimiento, realizando, en la medida de lo posible un análisis numérico del comportamiento del elemento en la instalación concreta a estudiar. En este sentido hay que indicar que los tiempos de maniobra (tanto de apertura como de cierre) son fundamentales y en ocasiones no son datos suficientemente conocidos.



### 13. BIBLIOGRAFÍA

- Abreu, J. M., Guarga, R. e Izquierdo, J. (Ed) (1995). Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Valencia (España).
- Almeida, A. B. y Koelle, E. (1992). Fluid Transients in Pipe Networks. Computational Mechanics Publications. Elsevier Applied Science. Southampton, U.K.
- Chaudhry, M. H. (1987). "Numerical solution of transient-flow equations". Proceedings Hydraulic Speciality Conference American Society of Civil Engineers. Pp. 663-690.
- Iglesias, P. L., Fuertes, V. S. y García, A. (1995a). "Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Anexo A: Biblioteca de programas". Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Ed. Abreu, R., Guarga, R. y Guarga, R. Valencia. pp. 723-762.
- Iglesias, P.L. (2001). Modelo general de análisis de redes hidráulicas a presión en régimen transitorio. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia.
- Koetzier, H., Kruinsbrink, A.C.H., Lavooij, C.S.W (1986). *Dynamic behaviour of large non return valves*. 5th International Conference on Pressure Surges. Hannover (Alemania), 1986.
- Parmakian, J. (1963). Waterhammer analysis. Dover Publications. New York.
- Stephenson (1989). Pipeline design for water engineerings. Ed. Elsevier, Amsterdam (The Netherlands).
- Tullis, J. P. (1993). Cavitation guide for Control Valves. Division of Engineering. Office of Nuclear Regulatory Research. U. S. Nuclear Regulatory Commission. Washington, DC 20555. NRC FIN L 2574.
- Wood, D.J. and Jones, S.E. (1972). *Waterhammer charts for various types of valves*. Procs. ASCE Journal of the Hydraulics Division. NY1, vol 99, pp.167-178.
- Wylie, E. B. and Streeter V. L. (1993). Fluid Transients in Systems. Prentice Hall. Englewood Cliffs. New York.

## CAPÍTULO 19

# PÉRDIDAS DE AGUA Y RENDIMIENTOS EN ABASTECIMIENTOS.

José L. Díaz Arévalo

Rafael Pérez García

Fco. Javier Martínez Solano

Vicente S. Fuertes Miquel

### 1. INTRODUCCIÓN

Las fugas o pérdidas en los abastecimientos de agua potable aparte de ser un inconveniente técnico corresponden a un problema de costos, no solo en términos del despilfarro de un recurso natural, más aun en zonas con problemas de escasez de agua, como en términos económicos debido a la pérdida producida por el agua bruta, su tratamiento y transporte que no son cobrados. También se presentan pérdidas económicas secundarias como por ejemplo, daños en la propia red producidos por erosión del material de lecho de la tubería, roturas de tubos, daños en las vías, problemas con las cimentaciones de edificaciones, etc.

Las pérdidas de agua ocurren en todos los sistemas de abastecimiento de agua, solo varía el volumen de pérdidas (Trow, 2003). Esto depende de las características de la red y de factores locales, las prácticas operacionales de la empresa de agua y el nivel de tecnología y experiencia para controlarla. Las pérdidas de agua también varían de país a país, y dentro de cada país pueden variar entre regiones, por tanto la estrategia a seguir en el tema de las fugas depende de la comprensión que se tenga de cada uno de sus componentes, garantizando que cada uno será medido o estimado lo mas exactamente posible asegurando que las prioridades puedan ser ajustadas por unos planes de acción.

Fundamentalmente el volumen de pérdidas en la red dependerá de las características de la red y de la política de detección y reparación de fugas practicadas por la empresa encargada de su gestión (Trow):

- Presión en la red
- Frecuencia de fugas y roturas
- Proporción de las nuevas fugas reportadas
- Tiempo de notificación de la fuga
- Tiempo de localización
- Demora en la reparación
- Nivel de la fuga (en tamaño, las pequeñas son indetectables)

## 2. DEFINICIONES

Una fuga corresponde a la salida o pérdida de agua incontrolada por cualquiera de los elementos del sistema de abastecimiento, con o sin necesidad de que se produzca rotura o falla estructural en la tubería.

Por tanto hay dos tipos básicos de fugas: visibles y no visibles. Las fugas visibles brotan hacia la superficie del terreno o pavimento, aunque la fuga puede estar localizada a una distancia considerable del punto donde fue descubierta. Las fugas no visibles se infiltran en el terreno o pueden drenar hacia los sistemas de alcantarillado.

Según el lugar donde ocurran las fugas pueden ser clasificadas como:

- Fugas en depósitos, piso y muros
- Fugas en conducciones, líneas principales y secundarias, juntas y accesorios
- Fugas en conexiones domiciliarias
- Fugas en el cuadro del medidor
- Fugas en cajas de válvulas
- Fugas intradomiciliarias

La reducción integral de pérdidas de agua es un proceso dinámico en tiempo y espacio cuyos objetivos son prestar un mejor servicio a la población, desarrollar una mejor gestión del sistema de abastecimiento, implementar planes de conservación de la red, mantener un equilibrio económico mejorando el rendimiento de la red ya sea por el ahorro en gastos de energía eléctrica y potabilización o por el aumento de los ingresos por la venta de agua a los usuarios. Los lineamientos principales que deben ser seguidos para un programa de control de pérdidas son:

- Diagnóstico de pérdidas
- Sectorización de la red para facilitar la reducción de pérdidas
- Eliminación de pérdidas
- Control de pérdidas

## 3. VALORACIÓN DEL RENDIMIENTO DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN

En términos simples y generales una red de distribución tendrá un rendimiento óptimo si el total del agua producida corresponde con el total de agua facturada, esto es el agua medida que se entrega a la red después de ser tratada y potabilizada debiera ser la misma que se cobra a los clientes.

El agua no contabilizada es agua consumida en algún punto de la red, pero que no se puede cuantificar con exactitud su volumen correspondiente. Básicamente el agua que no se contabiliza puede ser producto de:

- Errores de medición
- Errores de facturación
- Usos no autorizados
- Pérdidas en la red

Por tanto, para optimizar los rendimientos de la red se plantea la necesidad de efectuar planes de reducción de pérdidas. La reducción de pérdidas tiene las siguientes características (Ochoa, A.L.):

- Es parte de un proceso que arroja resultados en un determinado tiempo, por lo que no es inmediata.
- Al principio puede ser fácil recuperar altos porcentajes de pérdidas a un costo relativamente bajo, pero después de un cierto nivel, la relación de costo aumenta considerablemente debido a que se vuelve más difícil localizar las pérdidas o detectar las fallas en su control.
- Existe siempre un nivel mínimo aceptable que físicamente se puede alcanzar, debido a que la ocurrencia de pérdidas es un proceso dinámico dependiente de parámetros no controlables.

Así que, el reparar o rehabilitar los daños en las tuberías que ocasionan las fugas, o corregir errores en la medición puede ser rentable hasta cierto nivel de pérdidas, teniendo en cuenta que la relación beneficio costo de la reducción sea mayor de uno.

### 3.1. Aspectos económicos en la reducción de fugas

Los costos en que se incurre al distribuir agua potable pueden ser divididos (Almandó, 2000) en costos fundamentales relativos a un capital inicial de construcción del abastecimiento, costos de gestión, administración y funcionamiento, costos debidos a la obligatoriedad de cumplimiento normativo en la gestión del servicio, coste de material necesario para el mantenimiento, rehabilitación y reemplazo de la infraestructura y un costo financiero. Además si la gestión del servicio corresponde a empresas privadas, hay que agregarle un margen de ganancias como beneficios para los accionistas.

Además de estos costos mencionados, se tiene otros dos tipos de costos adicionales correspondientes a, por ejemplo, los costos que pueda generar la licencia de extracción por los derechos del agua, y/o el costo del agua que ha sido necesaria comprar a una tercera parte por la insuficiencia de la propia compañía de autoabastecerse. Hay otro tipo de costos que podrán denominarse esotéricos, más difíciles de calcular como es el costo medioambiental combinado con la escasez del agua atribuido a la pérdida de valor medioambiental por la extracción del agua de su origen en el ciclo hidrológico, el costo correspondiente al aprovisionamiento para épocas de sequías cuando se debe almacenar mayor cantidad de agua que la consumida, costos derivados del comportamiento estacional de las lluvias durante el año y las deficiencias de las fuentes locales que necesiten ser completadas por suministros más caros y los costos de capital aplazados para futuras demandas.

Por tanto, para tener un rendimiento eficiente de la operación y gestión del abastecimiento, debería suponerse que todos estos costos deben ser recuperados en la factura que se le cobra al usuario, teniendo en cuenta que este costo es función de la posición geográfica y la tecnología que se este utilizando en cada sitio en particular. Parte de este costo va a estar relacionado con lo que tiene que ver con la búsqueda y reparación de fugas. En una economía basada en precios marginales podría decirse que no debe gastarse en prevenir un m<sup>3</sup> de agua perdida más de lo que cuesta abastecerse de ese m<sup>3</sup>.

La solución del problema de pérdidas de agua debe ser considerada como un proyecto de ingeniería integral, por lo tanto se debe analizar con un análisis de inversión teniendo en cuenta el análisis de costo – beneficio. El proyecto de reducción de pérdidas puede aplicarse mediante diferentes esquemas o modalidades, cada uno de los cuales presenta ventajas y desventajas en función de las características del organismo operador, como el tamaño del ente, sus capacidades institucionales, los resultados de la evaluación, y principalmente su capacidad económica. Como consecuencia de esto, la selección del esquema debe realizarse por el análisis de indicadores tanto técnicos como de desarrollo

institucional, que permitirán elegir la mejor opción de aplicación. Para definir cuáles indicadores participan en la selección, se pueden considerar los siguientes elementos (Ochoa, 1998):

Por la parte institucional:

- Desarrollo institucional del organismo, sistemas de calidad, medición de su madurez técnico – administrativa, manuales de procedimientos, etc.
- Eficiencia actual, estado de pérdidas en la red tanto físicas como contables y estado de la facturación, eficiencias de bombeos, etc.
- Nivel de reestructuración del organismo para alcanzar una planeación estratégica.
- Organización estructural del organismo, identificación de funciones y procedimientos, disposición de un área de agua potable y un departamento de identificación y control de fugas.
- Análisis de capacidades financieras del organismo.
- Identificación de posibles apoyos financieros gubernamentales o privados.

En el aspecto técnico:

- Ubicación o levantamiento del catastro de la red, en especial las redes primarias, secundarias y caja de válvulas.
- Análisis del estado del padrón de usuarios.
- Sectorización de la red, análisis del estado actual de subdivisión de las redes.
- Tamaño de la red, dimensionamiento de las posibles subdivisiones que pueden ser realizadas en la red.
- Análisis global del estado técnico de la red.
- Balance del agua, análisis del estado de agua producida suministrada, identificada y pérdidas potenciales.
- Grado de sectorización de la red, definición de diferentes áreas tanto técnicas como administrativas.
- Evaluación de los recursos humanos disponibles para integrarlos al proyecto.

Para lograr la reducción de pérdidas deben plantearse programas de uso eficiente del agua, que comprometan tanto a las empresas encargadas del suministro como a los clientes, en el manejo del recurso. En la Tabla 19.4 se presentan algunas técnicas aplicables al desarrollo de programas de uso eficiente del agua mostrando cifras significativas sobre el porcentaje de reducción que se alcanzaría por su implementación, basado en el informe del programa nacional de control de pérdidas y agua no Contabilizada en municipios menores y zonas rurales en Colombia cuyo objetivo es realizar estudios y diseñar instrumentos de asistencia técnica y capacitación que permitan a las entidades prestadoras incrementar los niveles de cobertura, reducir los índices de agua no contabilizada y mejorar la eficiencia en la prestación de los servicios, con énfasis en pequeños municipios y en comunidades rurales con población entre 2.500 y 30.000 habitantes.

Tabla 19.4 Programas de usos eficiente del agua

<i>Técnica</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>	<i>Reducción del consumo</i>
Medición	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fácil de implantar</li> <li>- Mayor potencial de ahorros</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Altos costos de capital</li> <li>- Requiere costos en la estructura tarifaria</li> </ul>	25 % en áreas que no tienen medición
Reparación de fugas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reduce el agua no contabilizada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Los costos pueden sobrepasar los del agua ahorrada</li> </ul>	9 % aproximadamente.
Tarifas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pueden inducir fuertemente al ahorro</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Objeción de los usuarios</li> <li>- Requiere de estructuras bien diseñadas para ser efectivas.</li> </ul>	10%.
Dispositivos ahorradores	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Baratos</li> <li>- Ahorros rápidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Requiere de la cooperación del usuario</li> </ul>	Al menos 10 % del consumo residencial
Reglamentación	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gran potencial de ahorro</li> <li>- Reduce aguas residuales</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Posible resistencia de constructores</li> </ul>	Sobre un 10% del uso residencial
Restricciones al uso residencial	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Efectivo en los exteriores de las casas, especialmente en sequías</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Requiere de cooperación del usuario</li> <li>- Difícil de establecer</li> </ul>	10 a 20 % del uso residencial
Reuso y jardines eficientes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ahorros significativos</li> <li>- Bajo mantenimiento de las plantas nativas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Baja aceptación de los usuarios.</li> <li>- Preferencia de los usuarios por determinadas plantas.</li> <li>- Puede no haber disponibilidad de plantas nativas</li> </ul>	25 % del uso residencial.
Educación	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Puede cambiar malos hábitos</li> <li>- Resultados a largo plazo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Requiere un esfuerzo bien coordinado y planeado</li> </ul>	5 %.

<i>Técnica</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>	<i>Reducción del consumo</i>
	- Promueve la participación voluntaria		

### 3.2. Nivel económico de las Fugas

Cuando una compañía aplica la metodología del control activo de fugas, actúa basándose por una parte en una estrategia de mantenimiento (reparación inmediata y continua) respecto a las fugas que por sus características pueden ser registradas o comunicadas y por otra basándose en una estrategia de búsqueda y reparación de fugas no comunicadas pero que se pueden detectar, en cuanto a las fugas que por su caudal se consideran indetectables se les considera antieconómicas para su búsqueda.

Para cualquier sistema de distribución existe un nivel de fugas bajo el cual no es rentable realizar inversiones o utilizar recursos adicionales para manejar el problema de reducción de fugas, en otras palabras el valor del agua ahorrada es menor que el de hacer las futuras reducciones, este punto es conocido como Nivel Económico de Fugas (NEF).

La Figura 19.129 muestra la relación general entre el costo de las operaciones de manejo de las fugas y los costos unitarios de producción de agua como una función del nivel de pérdidas.

Para estimar el NEF es necesario apreciar como se calcula el valor del agua, esto varía de una región a otra y también dentro de áreas de la misma región. A corto plazo hay una serie de parámetros que gobiernan el nivel actual de fugas:

- La presión promedio en el sistema
- Las condiciones de las tuberías principales y secundarias
- Las facilidades para disponer de datos (distritos de medición y telemetría)

Por tanto el único parámetro de impacto que puede ser modificado en cualquier instante, es el número de personal buscando y reparando fugas. La localización y reparación de fugas es conocida como Control Activo de Fugas (CAF). Existe una situación de estado fija en la cual el esfuerzo del CAF es igual al costo marginal del agua recuperada adoptando la política del CAF. Se puede ver claramente en este gráfico como es obvio y de esperarse que en la medida que el nivel de pérdidas son altos los costos se incrementan también en su operación y manejo, por tanto lo ideal es establecer políticas de control de fugas dentro de las empresas. De acuerdo con el gráfico existen 4 posibles niveles de intervención, junto con el nivel base o inevitable y el nivel de partida de fugas, si el nivel de intervención para cualquier nivel de partida se cambia, la relación entre el CAF y el nivel de fugas variará. Para que el nivel de intervención disminuya el costo deberá ser mayor, porque se exige un mayor número de intervenciones.

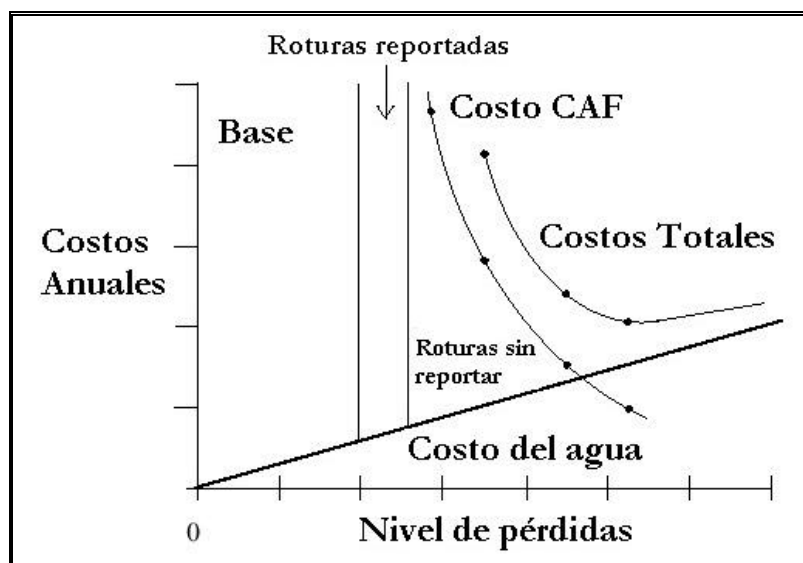


Figura 19.129 Relación general entre los costos de operación y el nivel de pérdidas

Fuente: Trow, 2003

Cuando el número de intervenciones anuales en la red aumenta, el nivel de fugas disminuye pero también se tiene un mayor coste anual total debido a la frecuencia de intervenciones que requiere esta política. Por tanto se debe llegar a un punto óptimo en que la relación de beneficio costo de la recuperación de fugas sea mayor de 1.

A largo plazo, las inversiones en instalaciones tales como distritos de medición, telemetría, manejo de presión y renovación de conducciones tendrán un impacto a corto plazo en el NEF. La reducción a corto plazo del NEF y por tanto los ahorros y costos asociados con el cambio pueden ser comparados a los costos de inversión de realizar el cambio. Los costos de inversión representan el costo de realizar la transición de un estado a otro.

A corto plazo el NEF está basado en un análisis económico que estima el nivel óptimo del esfuerzo del CAF tomando en cuenta los costos del CAF y el valor a corto plazo del agua en la zona abastecida. A largo plazo el NEF está basado en un análisis de inversión teniendo en cuenta los siguientes interrogantes:

- Nivel de fugas actual
- Nivel económico de fugas a corto plazo
- Como cambiara a corto plazo el NEF con las inversiones en consideración
- Cuál es el ahorro en agua pérdida y el cambio en los recursos de CAF de la inversión propuesta comparada con la política actual.
- Cuál es el costo de la inversión propuesta.
- Cuál es el retorno sobre la inversión.

Las respuestas a estas preguntas permitirán al proveedor de agua decidir la política de inversión.



### 3.3. Control activo de fugas

El manejo de las fugas puede ser clasificado en dos grupos:

- Control de fugas Pasivo (reactivo)

El control pasivo es la reacción a roturas reportadas o caídas de presión, reportadas generalmente por clientes o cuadrillas de inspección.

- Control de fugas activo

Los métodos principales del control activo de fugas son las inspecciones regulares y la monitorización de fugas.

El principal efecto de la política de control activo de fugas es la reducción de la duración promedio de las fugas, aunque las veces de reparación no se ven afectadas por la escogencia de una política activa o pasiva. La rapidez de conocimiento de una falla esta determinado por el método de captura de datos (Trow, 2003):

- Caudales tele-medidos: menos de un día
- Mediciones mensuales de caudales nocturnos: 14 días
- Inspecciones regulares: la mitad del intervalo entre inspecciones.

El tiempo de localización de una fuga estará influenciado por la naturaleza y sistemas extendidos de monitorización, pero principalmente por el número de personal disponible y el equipo y tecnología a su disposición.

## 4. DIAGNOSTICO DE PÉRDIDAS DE AGUA, EVALUACIÓN DE LA INTEGRIDAD DE LA RED

De manera general se denomina pérdida a la diferencia entre el agua producida y el agua facturada. Las pérdidas son originadas principalmente por factores de tipo técnico o por factores comerciales. En cuanto a las pérdidas de tipo técnico se tienen las producidas por autoconsumo, por ejemplo en el lavado de tanques o filtros si el agua que se utiliza es tratada, pérdidas por submedición debida a problemas con los contadores de los abonados y pérdidas por fugas. Las pérdidas comerciales corresponden a las que se producen por usuarios no medidos con consumo mayor al estimado y las de los usuarios o registrados.

En general, las principales causas de ocurrencias de fugas son:

- Presión alta
- Corrosión externa
- Corrosión interna
- Efectos del tráfico de vehículos
- Mala calidad de los materiales y accesorios
- Mala calidad de mano de obra
- Edad de las tuberías
- Movimientos de suelo (sismos)

En cuanto a la integridad física de la red de distribución de agua se tienen métodos de evaluación que son aplicados con los siguientes objetivos:

- Identificación rápida de filtraciones y fugas
- Identificar los incrementos de demandas como fugas
- Priorizar áreas para la detección de fugas
- Hacer uso de los datos tomados durante la operación rutinaria de la red.

#### 4.1. Manejo de la presión

La tasa de fugas en un sistema de distribución de agua es función de la presión suministrada por las bombas o la cabeza de gravedad (Trow, 2003). Existe una relación física entre la tasa de fugas y la presión, la cual ha sido probada en pruebas de laboratorio y pruebas en sistemas reales. La tasa de roturas también está relacionada con la presión. No existe una relación entre el caudal y la presión que cuantifique el nivel de fugas, pero hay una evidencia que muestra que la frecuencia de roturas es sensible a los cambios de presión.

Dentro de un plan de manejo integral de las fugas debe estar incluido el manejo de las presiones, ya que tienen impacto entre otros aspectos en:

- Reduciendo la presión disminuye la tasa de incrementos de fugas, por lo tanto hay un impacto sobre el nivel de recursos requeridos para la detección de fugas.
- La tasa del caudal de los trayectos con pérdidas (roturas y fugas) se reducirá, como se muestra en la Figura 19.130, N1 corresponde a la proporción entre fugas fijas y aumentadas en el sistema de distribución. Al pasar de un estado de presión  $P_0$  a un estado  $P_1$  en el cual la relación aumenta, la relación del estado inicial de fuga  $L_0$  con respecto a  $L_1$  también aumenta.

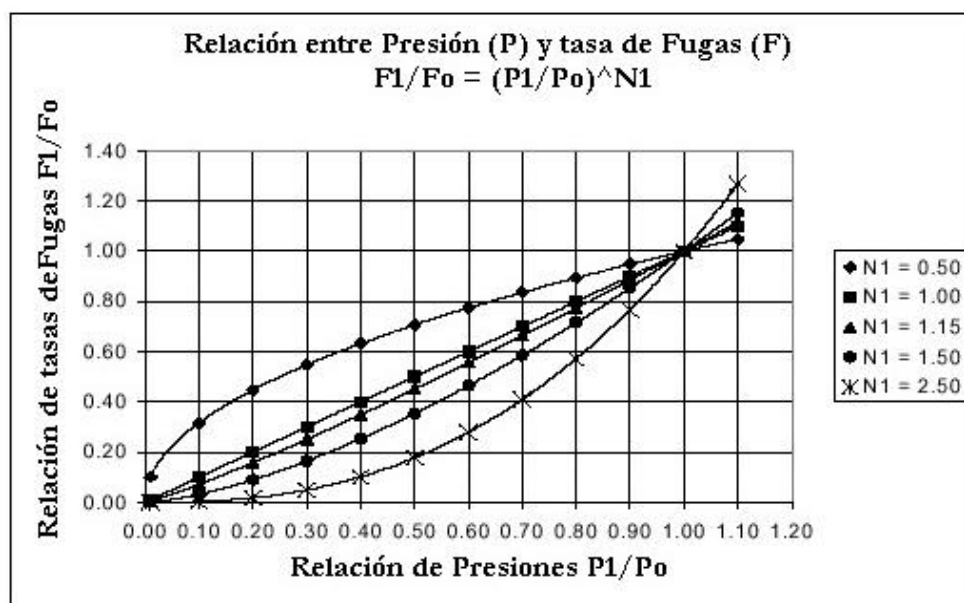


Figura 19.130 Relación entre índices de presiones y fugas para diferentes valores de "N1"

Fuente: Trow, 2003

- Cuando se introduce el manejo de la presión en la estrategia del manejo de fugas se deben revisar los datos utilizados para el cálculo de objetivos de fugas y niveles económicos.
- La reducción de la presión puede dificultar la búsqueda de fugas ya que se hacen menos "ruidosas" o no se notan desde la superficie.

- Reducir la presión puede reducir algunos tipos de consumos, si hay dispositivos conectados directamente a la conducción presurizada sus índices de flujos se reducirán al reducir la presión.

Los beneficios de planes estratégicos de manejo de la presión incluyen:

- Reducción de la frecuencia de roturas
- Previsión de suministro más constante en la red
- Incremento en la capacidad de suministro de agua para incendios
- Protección a largo plazo de la vida útil de los elementos o activos de la red

#### 4.2. Métodos de evaluación

Los métodos disponibles para la evaluación de la red son:

- Observación pasiva
- Auditorias de agua
- Medición continua de flujo (mínimo caudal nocturno)
- Medición del consumo Cero
- Pruebas hidrostáticas

##### *Observación Pasiva*

La observación pasiva es útil solo para localizar fugas o roturas obvias, y corresponde a la observación por parte del cliente o durante inspecciones rutinarias del escurrimiento o escape de agua o la pérdida de presión en el sistema.

##### *Auditorias*

Una auditoria de agua es un proceso de contabilidad, cuyo propósito es determinar exactamente la cantidad de agua perdida en un sistema de distribución de agua.. El concepto de auditoria de agua sigue el principio de que el agua que entra a la red debe ser tenida en cuenta por mediciones menos el agua autorizada sin medición. Estas auditorias son utilizadas para encontrar o evaluar fugas en la totalidad o grandes porciones de la red.

$$AP - AM - ASM - ANA = F$$

donde:	$AP$	=	Agua producida
	$AM$	=	Agua medida
	$ASM$	=	Agua autorizada sin medición
	$ANA$	=	Agua no autorizada
	$F$	=	Fuga

Básicamente el procedimiento a seguir consiste en dividir la red de distribución en sectores y medir el caudal total en cada uno de estos sectores por un periodo de 24 horas. Una de las ventajas de las auditorias de agua es que al aislar la red por sector se pueden encontrar válvulas defectuosas. Con la medición de las 24 horas se puede determinar la tasa mínima de consumo nocturno que sirve de indicador de las fugas. Esta tasa esta definida como la relación entre el caudal mínimo nocturno y el caudal promedio diario.

La interpretación de este valor que esta dado en porcentaje esta basado sobre la premisa de que los consumos nocturnos son más bajos y que las fugas son constantes. Según datos experimentales valores de índices mínimos nocturnos menores del 35% indican fugas pequeñas en el sistema, por otra parte si el valor es superior al 50% existe la

probabilidad de una fuga considerable en el distrito. La interpretación de valores entre 35% y 50% es más difícil y debe basarse en análisis acerca del uso del agua y datos históricos.

### *Medición continua de flujo*

La medición de flujo continuo es utilizada para determinar el consumo mínimo nocturno en redes o porciones de red donde se puede determinar y medir el caudal de entrada y el de salida puede ser medido o estimado. Este método puede ser considerado como un subconjunto del anterior, ya que aquí la medición se realiza no por periodos de 24 horas sino una o dos horas, alrededor de la media noche que es cuando la probabilidad de variación de consumos bajos es menor.

Matemáticamente el método del flujo mínimo nocturno se puede representar como:

$$FFMN = QN - QCN - QVN - QON$$

donde:	$FFMN$	=	Fugas de flujo mínimo nocturno
	$QN$	=	Caudal nocturno producido
	$QCN$	=	Consumo comercial nocturno autorizado
	$QVN$	=	Consumo doméstico nocturno autorizado
	$QON$	=	Uso nocturno operacional

Este método es bastante sensible a factores como el periodo del año, condiciones climáticas, numero de ocupantes de las viviendas, tamaño de la propiedad así como al tipo de industrias y comercio que tenga la zona, ya que algunas de estos consumos pueden incrementarse en horas de la noche al tener operación nocturna.

### *Medición del consumo cero*

La medición del consumo cero es un método a corto plazo que permite determina las pérdidas reales de agua. Puede ser aplicado solo a tramos de la red que pueden ser aislados sin interrumpir el servicio. Para aplicar el método se cierran todas las salidas del tramo de red estudiado y se mantiene la presión a través de un punto de salida medido. Se comparan entonces los flujos de entrada y salida para determinar las fugas.

### *Pruebas hidrostáticas*

Pruebas hidrostáticas similares a las utilizadas cuando se ensaya una red nueva, pueden servir para evaluar la integridad de la red y localizar fugas. La prueba se desarrolla aislando una sección del tubo y aplicando una presión más alta que la normal pero dentro de los límites de diseño y midiendo esta presión, si se producen fallos para alcanzar la presión es un indicativo de fugas. El método también sirve para evaluar las condiciones generales de la tubería, ya que la elevación de presiones puede provocar roturas en conducciones débiles. La restricción del método está en que los clientes deben ser aislados de la red durante la prueba para proteger sus instalaciones de sobrepresiones.

### *Métodos combinados de balance de agua*

Las auditorias de agua, las mediciones continuas de flujo y las mediciones de consumo cero son métodos de balance de agua. Estos métodos pueden ser combinados para evaluar las fugas de una red de distribución de agua. Las auditorias de agua abarcando grandes porciones de la red deben ser desarrolladas rutinariamente para dar una indicación temprana de fugas excesivas. Las mediciones continuas de flujo se pueden tomar en subsecciones en la red de distribución para localizar áreas con problemas. Si se requieren

mediciones de consumo cero o pruebas hidrostáticas, pueden ser utilizadas para tener mayor exactitud antes de comenzar actividades de campo para la detección de fugas y roturas.

#### 4.3. Sensores utilizados para evaluación de la red

La medición extensiva a lo largo de la red de distribución es ideal para rápidamente identificar y localizar fugas en el sistema de distribución de agua. Por ejemplo si se tiene monitorizada e instrumentada la red con equipos de medición, se pueden detectar fácilmente fugas o alteraciones en la red causados por injerencia humana o por desastres naturales y servir como parte de un plan de contingencias.

##### *Medidores de caudal*

Las cantidades de agua producida y consumida en la red son datos esenciales para el manejo y operación eficiente del sistema. Los tipos generales de dispositivos que se tienen para la medición del caudal son los siguientes:

- **Rotámetro:** Es un medidor de sección transversal variable que está formado por un conducto transparente y un "flotador" más pesado que el líquido, el cual se desplaza hacia arriba en el sentido del movimiento de flujo a través del conducto. El tubo se gradúa para leer el gastos directamente. Varias ranuras practicadas en el flotador ocasionan que éste gire, manteniendo así una posición central en el tubo. Cuanto mas grande sea el gasto; más arriba será la posición que el flotador alcance.

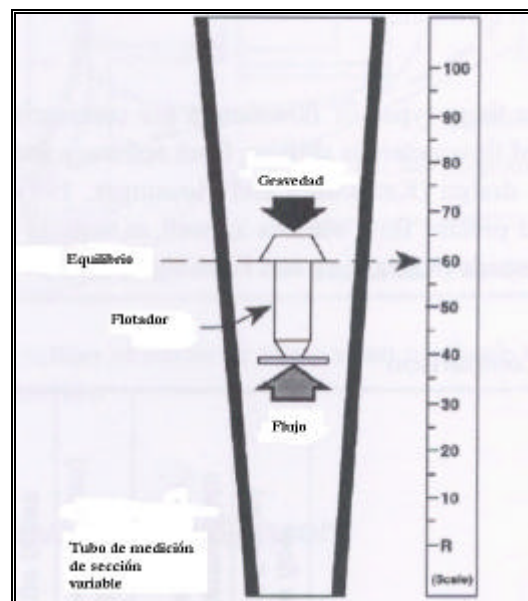


Figura 19.131 Rotámetro

Fuente: Smith (2000)

- **Medidores de caudal de turbina ó medidores "Paddlewheel"** : en los medidores de turbina el flujo pasa a través de un rotor que gira a una velocidad angular que es directamente proporcional al caudal, esto es transmitido a una bobina que genera un pulso de voltaje, cada pulso representa diferentes volúmenes de agua, Figura 19.132.

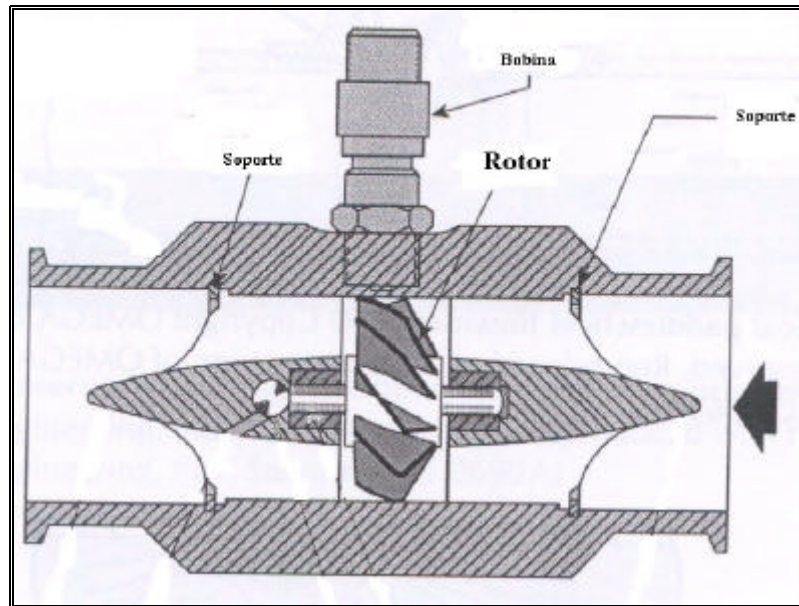


Figura 19.132 Esquema de un caudalímetro de turbina

Los medidores de caudal “paddlewheel” son substitutos de los anteriores de menor costo cuando no se requiera tanta exactitud. En estos medidores el rotor y las aspas están en sentido perpendicular al flujo, Figura 19.133.

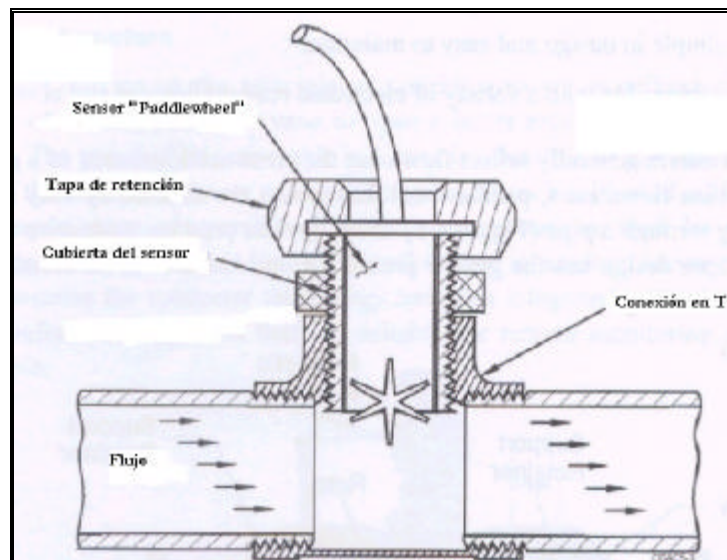


Figura 19.133 Caudalímetro “Paddlewheel”

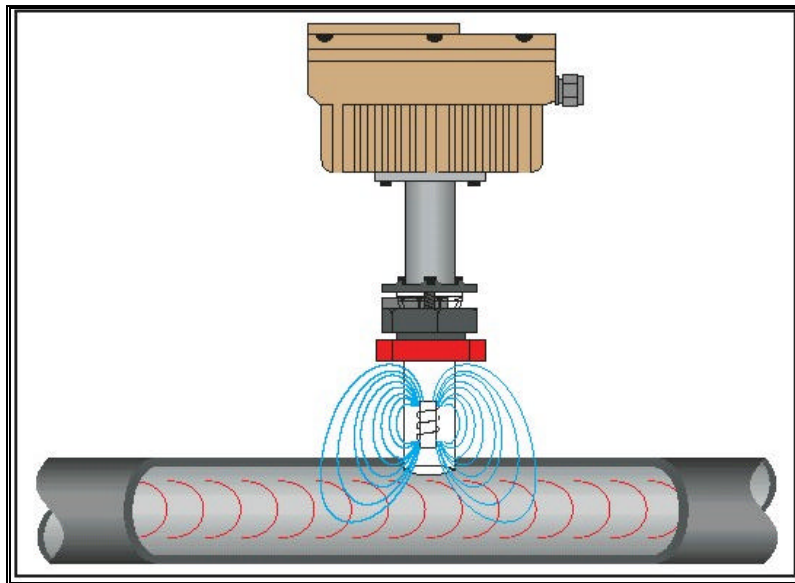
Fuente, Smith, 2000

- Medidores de caudal por Vórtices: Empleando un sensor piezo-eléctrico que mide los vórtices que se producen a cada lado de una obstrucción, dentro del cuerpo del medidor, este procedimiento logra una exactitud superior al 1% del caudal leído sin piezas móviles o sea sin desgaste y casi sin mantenimiento. Puede instalarse en posiciones que la mayoría de los medidores no admite: todos los ángulos de montaje son aceptables, incluso en cañerías verticales con flujo descendente, Figura 19.134.



*Figura 19.134 Medidor por vórtices*

- Medidores de caudal magnéticos: están basados en las leyes de Faraday que establecen que el voltaje inducido a través de cualquier conductor cuando se mueve perpendicularmente por un campo magnético es proporcional a la velocidad de aquel conductor, por tanto para utilizar este método de medición se debe establecer la conductividad del fluido, Figura 19.135.

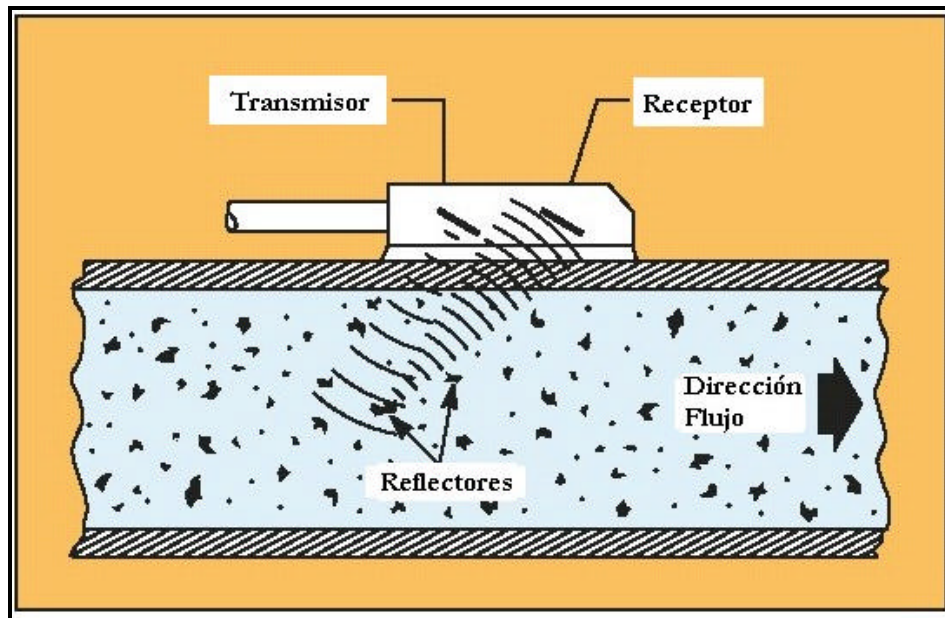


*Figura 19.135 Esquema medidor magnético*

- Medidores de caudal de orificio: operan según el principio de Bernoulli, el cual establece que al pasar el fluido por una sección reducida la velocidad se incrementa y la presión disminuye, por tanto se mide la presión a la entrada y el punto donde disminuye la sección para determinar el gasto que atraviesa.
- Medidores de caudal ultrasónicos: el principio básico de operación de los caudalímetros de ultrasonido de efecto Doppler es el cambio de una señal de



ultrasonido cuando es reflejada por partículas en suspensión o burbujas de gas suspendidas en movimiento. Esta técnica de medición hace usos del fenómeno físico de una onda de sonido que cambia de frecuencia cuando es reflejada por las discontinuidades de movimiento en el fluido, Figura 19.136.



*Figura 19.136 Medidor de caudal por efecto Doppler*

Fuente: Smith (2000)

- Medidores de caudal de desplazamiento positivo: también son conocidos como flujómetros con disco variable (nutating disc) o flujómetro de pistón oscilatorio y son utilizados para medir caudales en tubería de menos de 50 mm. Cuando el líquido fluye a través del medidor, los pistones o discos se desplazan a un volumen conocido de agua por cada oscilación. La tasa de flujo es determinada por el número de oscilaciones que determinan el volumen en el tiempo.
- Medidores de caudal de tubo de Pitot: estos medidores utilizan la diferencia de presión entre la cabeza total y la estática para medir la velocidad en el fluido. El tubo de pitot mide la velocidad en un punto dado.

Para obtener el volumen de agua producida se utilizan totalizadores (contadores) junto con los medidores de caudal. Los totalizadores son dispositivos mecánicos o electrónicos, los cuales, en el caso de las instalaciones de tratamiento de agua mantienen una monitorización continua del volumen de agua que pasa por un punto de la red. Por ejemplo los contadores de agua domiciliarios corresponden a totalizadores mecánicos que responden al volumen de agua que pasa por el punto de medición. Un totalizador electrónico es un microprocesador que cuenta señales producidas por un medidor de caudal.

### *Medidores de nivel*

Los sensores de medición de nivel son utilizados en tanques de almacenamiento de agua y embalses, así como en muchas operaciones de las plantas de tratamiento de agua tales como los tanques de almacenamiento para químicos y agua. Los medidores más comunes de nivel son:



- Flotadores
- Electrodo
- Transductores de presión
- Sensores ultrasónicos y acústicos de nivel
- Interruptores no intrusivos de capacitancia
- Sensores intrusivos con capacitancia de radiofrecuencia

#### **4.4. Evaluaciones computarizadas de la red**

El uso de sistemas computarizados para la colección, almacenamiento y análisis de la red han sido aumentados por las empresas encargadas de los abastecimientos de agua, ya que son un apoyo en diversas tareas tales como:

- Optimización de operaciones
- Mantenimiento actualizado de datos de configuración y operación de la red
- Gestión de emergencias en la red
- Evaluación de las condiciones de la red
- Proyección de necesidades futuras
- Diseño de planes de reparaciones y actualizaciones de la red

Los sistemas SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition) incluyen la utilización de monitorización remota y equipos de control conectados por telemetría remota a una central de manejo de datos y sistema de control computarizado. Las capacidades de los sistemas SCADA incluyen:

- Monitorización remota de niveles de embalse
- Monitorización remota de presiones en puntos críticos
- Monitorización remota de parámetros clave del agua en puntos críticos
- Control remoto de estaciones de bombeo
- Selección remota de bombas
- Encendido remoto de bombas después de un fallo energético (automático o manual)
- Alarmas de monitorización y respuesta
- Rutinas de optimización para presión de bombeo
- Búsqueda inteligente de patrones de uso de agua para ayudar a localizar fugas.

#### **4.5. Planeamiento de la detección de fugas y reparaciones**

La evaluación de los datos de la red permite la identificación de distritos o sectores donde la detección de fugas en campo tendrá costo más efectivo. La información acerca de las características de la red y su funcionamiento también ofrecen rasgos acerca del nivel más efectivo para la detección de fugas y la rehabilitación de tubería. En la Tabla 19.5 y Tabla 19.6 se presentan los costos y beneficios en la detección de fugas.

Desde el punto de vista económico la detección de fugas significa un ahorro para la empresa en cuanto a que se deja de perder dinero por agua producida potabilizada que no se está facturando. La Figura 19.137 presenta los costos de reparar o rehabilitar una conducción como función del periodo de reemplazo de la tubería. La gráfica muestra que los costos de rehabilitación en valor presente disminuyen si el tiempo de rehabilitación es retrasado pero la frecuencia de fallo aumenta debido a la edad y deterioración del tubo.

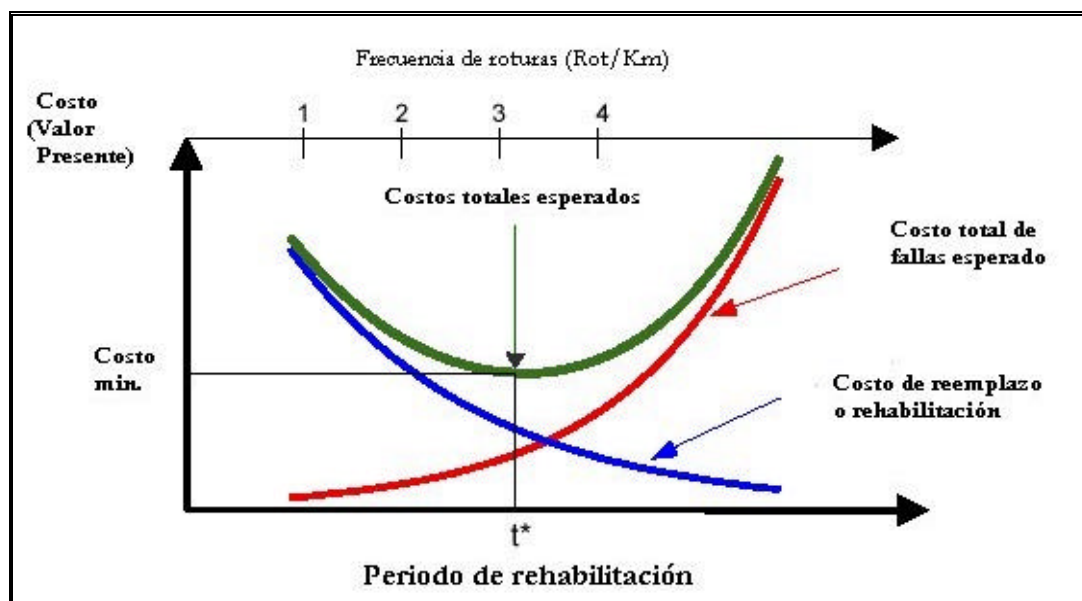


Figura 19.137 Decisión de renovación de conducciones

Fuente: Makar, 2000

El costo total esperado de falla es calculado multiplicando los costos de una única falla en un periodo de tiempo, incluyendo costos directos, indirectos y sociales por la frecuencia o probabilidad de falla. El costo total esperado es la suma de las dos curvas. La forma típica de esta curva es convexa, cuyo mínimo representa el periodo óptimo para rehabilitación o reemplazo.

Tabla 19.5 Resumen de costos de detección y reparación de fugas

Factor	Descripción
Salarios	Incluye los salarios de los empleados que se emplean directamente en las actividades de evaluación de la red y detección de fugas.
Entrenamiento	Este factor incluye el salario que se la paga a los empleados mientras se entrenan en el uso de los métodos de detección de fugas.
Equipos y vehículos para la detección de fugas	Este factor incluye el costo de los equipos empleados en la detección de fugas y de los sistemas de evaluación, así como herramientas y vehículos empleados.
Reparaciones	Este factor incluye el costo de rehabilitar tubería y reparar fugas.

*Tabla 19.6 Resumen de los beneficios de la detección y reparación de fugas*

<i>Factor</i>	<i>Descripción</i>
Agua ahorrada	Este factor incluye el costo de producir o comprar el incremento de agua no gastada como resultado de la detección de fugas y reparaciones. Puede incluir algunos o todos los costos de energía y operación y mantenimiento.
Energía ahorrada	Este factor incluye el costo de la energía para bombear el incremento de agua no gastada como resultado de la detección de fugas y reparaciones.
Aplazamiento de gasto de capital	Este factor incluye el gasto en interés ahorrado por el retraso de los desembolsos de capital para ampliar la capacidad de producción de agua, para contrarrestar las pérdidas por fugas. Este factor aplica solo para sistemas donde el suministro es aproximadamente igual a la demanda.
Reducción de operación y mantenimiento	Este factor incluye el costo ahorrado por operación y mantenimiento en el sistema de suministro de agua a baja capacidad. Su valor puede ser estimado calculando el costo total de operación multiplicándolo por la relación de reducción de pérdidas para la capacidad total.
Reducción de salarios	Este factor incluye los salarios no generados por operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento a baja capacidad.
Reducción del tiempo de pausa	Este factor incluye los ahorros resultantes por el decrecimiento de la frecuencia de fugas, la reducción de quejas de los clientes y el tiempo y esfuerzos necesarios para limpiar los contaminantes potenciales de un sistema después de un evento de pérdida de presión.
Mejora de relaciones con el público	Este factor incluye los ahorros resultantes por quejas de los clientes y los costos administrativos asociadas a estas.
Reducción de daños en propiedad	Este factor incluye los ahorros resultantes de los daños en propiedad ajena ocasionados por las fugas.
Reducción en pagos legales y de seguros	Este factor corresponde a los costos administrativos resultantes de las fugas.

## 5. LOCALIZACIÓN DE FUGAS

Los métodos para la localización de fugas de agua y roturas van desde los sofisticados métodos acústicos hasta las simples perforaciones mecánicas.

Las auditorías de agua pueden sugerir distritos en los cuales el consumo de agua parece ser excesivo, sin embargo estas no dan una información exacta de la localización de las fugas y por tanto deben utilizarse métodos para la localización de fugas y roturas, entre los cuales se tiene:

- Métodos acústicos
- Métodos acústicos con correladores
- Métodos de termografía por infrarrojo
- Métodos químicos
- Métodos mecánicos
- Radar

En la Tabla 19.7 se presenta un resumen de las aplicaciones y limitaciones de los cinco primeros métodos mencionados anteriormente.

*Tabla 19.7 Resumen de prácticas de localización de fugas*

<i>Método</i>	<i>Aplicación</i>	<i>Limitaciones</i>
Acústico	Transductor de sonido en contacto con la superficie del terreno para la localización de fugas sonoras.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Se debe conocer la localización exacta del tubo.</li> <li>▪ Mejores trabajos en superficies duras.</li> <li>▪ Requiere entrenamiento y experiencia del operador.</li> <li>▪ Pérdidas de suelo amortiguan el sonido.</li> <li>▪ Profundidades menores de 1.80m.</li> <li>▪ La tubería plástica atenúa fuertemente el sonido.</li> </ul>
Acústico con correladores	Dos sensores sobre el tubo colocados en lados opuestos a la fuga y un espectro de sonido captado por un computador. Un programa de correlación utiliza el espectro de sonido y la información del tubo para estimar la localización de la fuga.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Esencial un buen sensor.</li> <li>▪ La tubería debe ser accesible cerca de la fuga.</li> <li>▪ Se debe conocer de antemano material, diámetro y longitud de la tubería.</li> <li>▪ Las tuberías plásticas atenúan el sonido.</li> </ul>
Termografía infrarroja	Detectores de radiación infrarroja para localizar fugas por diferencias de temperatura.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Costoso de implementar.</li> <li>▪ Requieren entrenamiento y experiencia del operador.</li> <li>▪ Aplicación limitada a las condiciones de climatología ambiental.</li> </ul>

<i>Método</i>	<i>Aplicación</i>	<i>Limitaciones</i>
Métodos Químicos	Trazadores colocados en el tubo para detectar las fugas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Implementación costosa económicamente y en tiempo.</li> <li>▪ Se debe conocer la localización exacta del tubo.</li> <li>▪ Puede requerir la liberación de cantidades significantes de material trazador.</li> <li>▪ Limitado a profundidades menores de 1.8m.</li> </ul>
Métodos Mecánicos	Excavaciones de pozos en el suelo para encontrar escapes de agua, las mayores alturas de agua se encuentran cercanas a la fuga.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requiere esfuerzo físico significativo.</li> <li>▪ Las excavaciones se deben realizar evitando daños en instalaciones aledañas.</li> <li>▪ Se debe conocer la localización exacta de la tubería.</li> <li>▪ Utilizado como método de soporte de los métodos acústicos.</li> </ul>

### 5.1. Métodos Acústicos

Estos métodos están basados en escuchar el sonido del agua que se escapa, utilizando amplificaciones mecánicas o electrónicas, ver Figura 19.138. El agua que escapa por un orificio bajo presión causa vibraciones en el rango de frecuencias de entre 500 a 800 hertz (hz.) y la presión mínima recomendada para la efectiva localización de la fuga por este método debe ser mayor de 15 psi (10 m.c.a.). La atenuación de la vibración que viaja a lo largo del tubo depende del material y diámetro del mismo.



*Figura 19.138 Herramientas para escuchar fugas, micrófonos y varillas*

Fuente: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/leak/leakdetect.html#PHOTOS>

La amplificación elemental del sonido es de tipo mecánico, utilizando un elemento llamado geófono, Figura 19.139 que asemeja a un fonendoscopio. La eficacia de estos elementos depende de la experiencia, habilidad y sensibilidad auricular del operador. Los ruidos de fondo producidos por otras causa interfieren y reducen la utilidad del geófono.

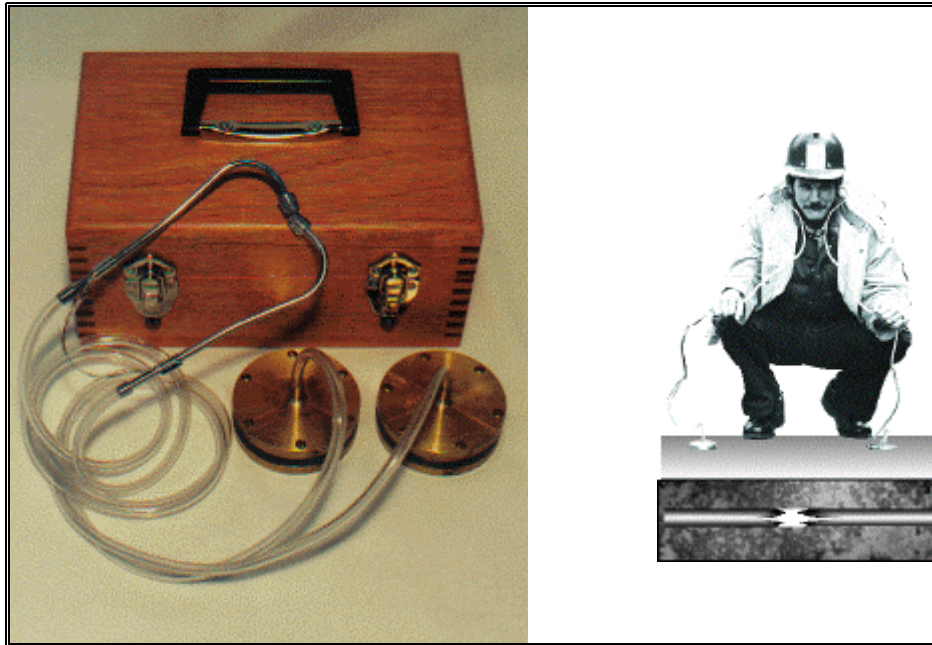


Figura 19.139 Geófono

Fuente: <http://www.pulsar2000.com/html/geophone.html>

Los sistemas de amplificación acústica electrónicos para la detección de fugas utilizan un micrófono conectado a un amplificador electrónico. El amplificador procesa la señal para ayudar al operador a interpretar los sonidos y localizar la fuga. El procedimiento incluye el filtrado de sonidos removiendo ruidos de fondo no deseados y amplificación para incrementar el volumen.

## 5.2. Localización acústica de fugas con correladores

Consiste en añadir un microprocesador (correlador) al equipo de detección acústico. Generalmente los transductores de vibración son colocados en contacto con el sistema de distribución en dos lugares cercanos al sitio donde se sospecha de la fuga o ruptura. Los hidrantes, válvulas, o conexiones de servicio pueden ser utilizados para este propósito, en la Figura 19.140 se puede observar un esquema del método. La señal acústica de cada transductor es alimentada o transmitida a una unidad receptora generalmente localizada en un camión.

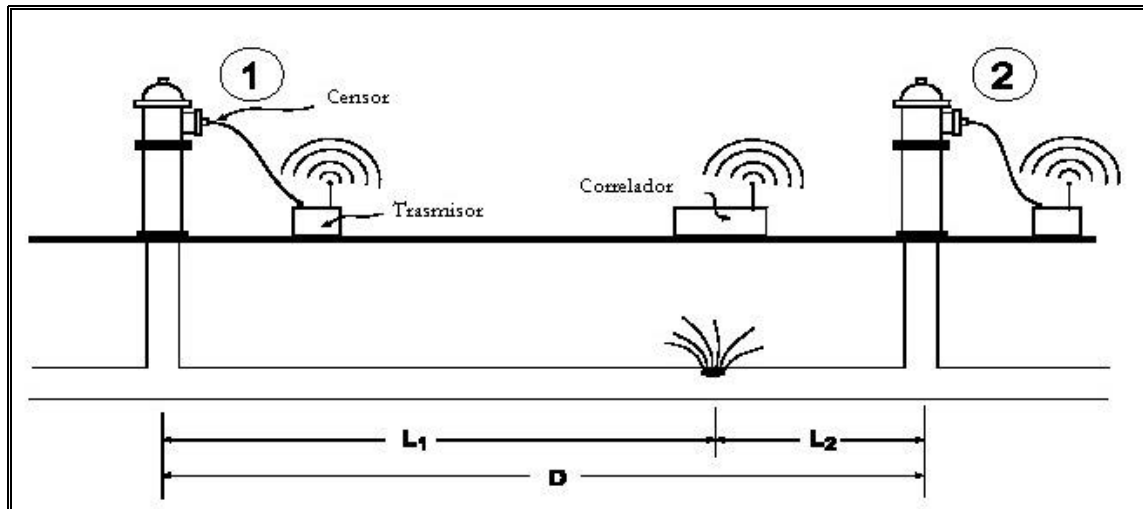
Para determinar la localización de la fuga se tiene que:

$$T_1 = \frac{L_1}{V} \text{ donde, } V \text{ representa la velocidad del sonido dentro del conducto}$$

$$T_2 = \frac{L_2}{V}$$

$$\Delta T = \frac{(L_2 - L_1)}{V}$$

$$L_2 = D - L_1 \rightarrow \Delta T = \frac{(D - L_1 - L_1)}{V} \rightarrow L_1 = \frac{(D - V\Delta T)}{2}$$



*Figura 19.140 Ilustración esquemática del método de correladores*

La unidad de recepción es establecida con las longitudes, diámetros y materiales de los segmentos de tubería entre los dos transductores especificados incluyendo la longitud y material de los puntos aledaños a la tubería. La señal puede ser procesada electrónicamente de acuerdo a la amplificación por rangos de frecuencia. Para determinar la localización más probable de una fuga, los correladores de ruido primero determinan el tiempo de retraso entre las señales medidas por medio de una correlación cruzada, y de acuerdo a una relación algebraica entre el tiempo de retraso de viaje de las dos señales, la distancia entre los puntos de medición y la velocidad de propagación del sonido en el tubo se determina la localización de la fuga, en la Figura 19.141 se presenta una foto de los equipos utilizados para la detección de fugas por correlación.



*Figura 19.141 Equipos utilizados para la correlación*

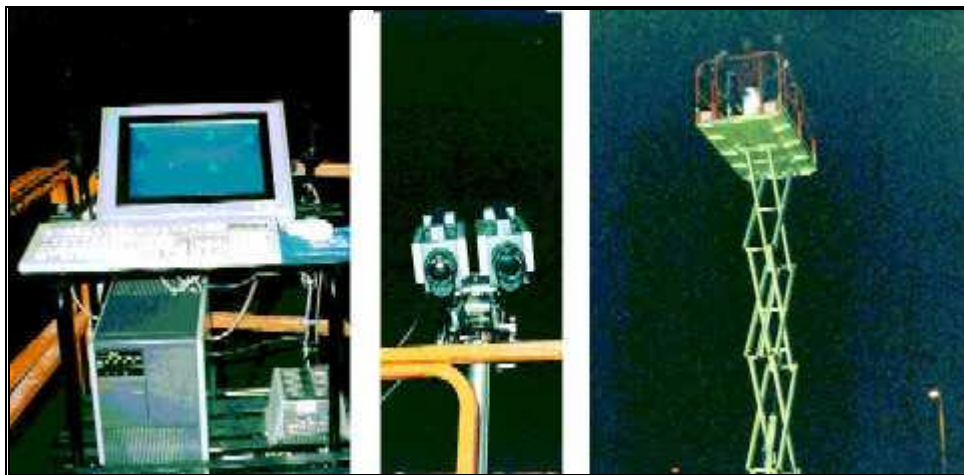
Fuente: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/leak/leakdetect.html#PHOTOS>

### 5.3. Localización de fugas utilizando termografía infrarroja

Este método está basado en que la temperatura del agua es diferente a la temperatura del ambiente de los alrededores. Incluso si una fuga o rotura no es lo suficientemente grande para que el agua salga a la superficie, su temperatura puede ser bastante diferente (más alta o baja) que la del suelo circundante para cambiar la temperatura del suelo en la vecindad inmediata de la fuga. El cambio de temperatura puede ser detectado en la superficie por termografía infrarroja dependiendo del tamaño de la fuga o rotura, las



condiciones del suelo y la profundidad a la que está colocado el tubo. Este método requiere equipo costoso y personal entrenado. En la Figura 19.142 se muestran los equipos utilizados para la aplicación de la técnica, un ordenador como unidad de control, la cámara de infrarrojos y un sistema para levantar las cámaras.



*Figura 19.142 Equipos utilizados en la termografía por infrarrojos*

Fuente: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/leak/photo6.html>

#### **5.4. Localización química de fugas**

Dos métodos químicos son utilizados para detectar fugas. El primero es la utilización de fluoruro en áreas donde existe una cantidad sustancial de agua de otras fuentes, tal como irrigación agrícola y el agua de la fuga debe ser distinguida del resto del agua. El segundo método químico es la utilización de trazadores de gases, las conducciones de agua son vaciadas, aisladas y presurizadas con helio o nitrógeno y con un analizador de gases se detecta la presencia de estos en la superficie. Los métodos químicos son más costosos que los métodos acústicos, pero son de utilidad en el caso de que se deba aislar una conducción por emergencia y no se tenga flujo sin el cual el método acústico no se puede emplear.

En la Figura 19.143 se muestra la introducción de una mezcla de hidrógeno – nitrógeno como trazador para la búsqueda de fugas, por medio de un hidrante de incendios. La Figura 19.144 muestra un sensor de hidrógeno para detectar fugas en la tubería.





*Figura 19.143 Mezcla Hidrógeno – Nitrógeno.*

Fuente: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/leak/photo7.html>



*Figura 19.144 Sensor de nitrógeno*

Fuente: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/leak/photo7.html>.

### 5.5. Localización mecánica de fugas

Cuando los métodos acústicos fallan y hay evidencia de una fuga, se perforan una serie de orificios sobre el terreno encima de la conducción, cuando las perforaciones se acercan al sitio de la fuga el agua surge con presión de los orificios. El hoyo que presente la mayor altura de agua es excavado para reparar la rotura.

### 5.6. Utilización de Radares para la búsqueda de fugas

En este método un pulso corto de ondas electromagnéticas es transmitido dentro del terreno utilizando una antena de transmisión de radar. Cuando el pulso de radar encuentra una interferencia entre dos materiales es reflejado parcialmente a la superficie y percibido por una antena receptora. La reflexión parcial de las ondas electromagnéticas de una interferencia entre dos materiales, o cualquier anomalía es debida al contraste en las propiedades dieléctricas. El tiempo transcurrido entre las ondas electromagnéticas transmitida y reflejada es utilizados para determinar la profundidad de la superficie reflectora. Transmitiendo pulsos de radar sobre posiciones regulares de la superficie, es decir realizando un barrido o exploración en el terreno sobre el tubo, puede ser determinado el tamaño y la profundidad del tubo enterrado. En la Figura 19.145 se presenta una fotografía esquemática de la utilización de antenas de radar para la búsqueda de fugas.



*Figura 19.145 Antenas de radar para la búsqueda de fugas.*

El radar puede ser utilizado para identificar fugas de dos formas, identificando cavidades de suelo originadas por flujo turbulento o fugas de agua y/o, identificando tramos de tubería que parezcan más profundos de lo esperado por el incremento de la constante dieléctrica del suelo adyacente saturado por el agua fugada.

### 5.7. Método de análisis de transitorios

Este método está asociado con la respuesta que se genera por tener una fuga en algún lugar de la conducción, y está fundamentado básicamente en el reconocimiento y medición de ondas de presión que se reflejan en la fuga. La clave está en iniciar una onda de presión cerrando una válvula y registrando los cambios de presión en un sitio justo aguas abajo de la válvula. Los efectos que se producen en la gráfica resultante de presión son, (Jönsson en Vitkovsky, 1997):

- Cuando la onda inicial de presión negativa alcanza la fuga, se produce una reflexión, la cual puede ser percibida cuando llega detrás de la válvula. La diferencia de tiempo puede ser medida entonces y la localización de la fuga puede ser calculada como:

$$L^{Fuga} = \frac{\Delta t \cdot a}{2}$$

donde:  $L^{Fuga}$  = distancia de la fuga a la válvula

$\Delta t$  = diferencia de tiempo entre la onda transitoria inicial y la onda reflejada.

$a$  = velocidad de propagación de la onda.

- La distorsión en los picos y depresiones oscilatorias que ocurren después de que ocurre la sobrepresión inicial. Esta distorsión puede ser utilizada para encontrar la localización de la fuga.
- La reducción en la amplitud del patrón oscilatorio después de la sobrepresión inicial debido a la fuga.

### 5.8. Metodología de simulación de transitorios

Liou y Tian en Vitkovsky (1997) proponen dos algoritmos para la identificación de fugas haciendo uso de la metodología de los transitorios, la primera llamada el problema del valor inicial o algoritmo de Cauchy está basado en el método gráfico para resolver los transitorios, ya que en una tubería se pueden conocer los valores iniciales de presión en los puntos finales del conducto, y haciendo uso de la gráfica se obtienen los valores a lo largo de la tubería y así tomando mediciones continuas se pueden determinar discrepancias quizá atribuibles a fugas. Las discrepancias por fugas tienen ciertas características que las diferencian de otras, Liou y Tian concluyen después de varias simulaciones numéricas que existen cuatro efectos principales que en el inicio de una fuga se muestran:

1. Elevación inmediata y simultanea en la discrepancia (valor medido menos calculado) de las presiones y caudales de entrada.
2. Elevación inmediata en la discrepancia de la presión a la salida y caída inmediata y simultanea en la discrepancia del caudal a la salida.
3. La medición de tiempo entre cambios repentinos por discrepancias a la salida de la conducción debe indicar la localización de la fuga.
4. La suma del número de pasos de tiempo consecutivos con discrepancias en la salida del tubo iguala el numero de alcances computacionales, aunque por problemas de ruido inexplicado esta condición no podría ser satisfecha, así que se puede cambiar por la siguiente: la subida y caída de tres rastros de discrepancia deben persistir por un número de veces consecutivas.

Con un gran número de pasos de tiempo consecutivos la fiabilidad de esta técnica mejora. Un problema es la amplificación de patrones de falsa discrepancia (ruido).

El segundo método de Liou y Tian es el algoritmo de paso del tiempo (time-marching algorithm) el cual permite el problema por la amplificación de ruido. Varía con respecto al método anterior en que los valores límite iniciales son conocidos. Así puntos posteriores en el tiempo pueden ser calculados utilizando el método de las características. Las mediciones de flujo y caudal son realizadas en flujo uniforme antes de que las fugas ocurran, y pueden ser calculados los datos de presiones y caudales posteriores en el tiempo por el método de las características. Después de pruebas numéricas subsecuentes, un numero de condiciones pueden caracterizar patrones de discrepancias atribuidos a fugas:

1. Discrepancias por caída de presión a la entrada y elevación simultanea en el caudal a la entrada.
2. Discrepancias por caídas simultaneas de presión y caudal a la salida.

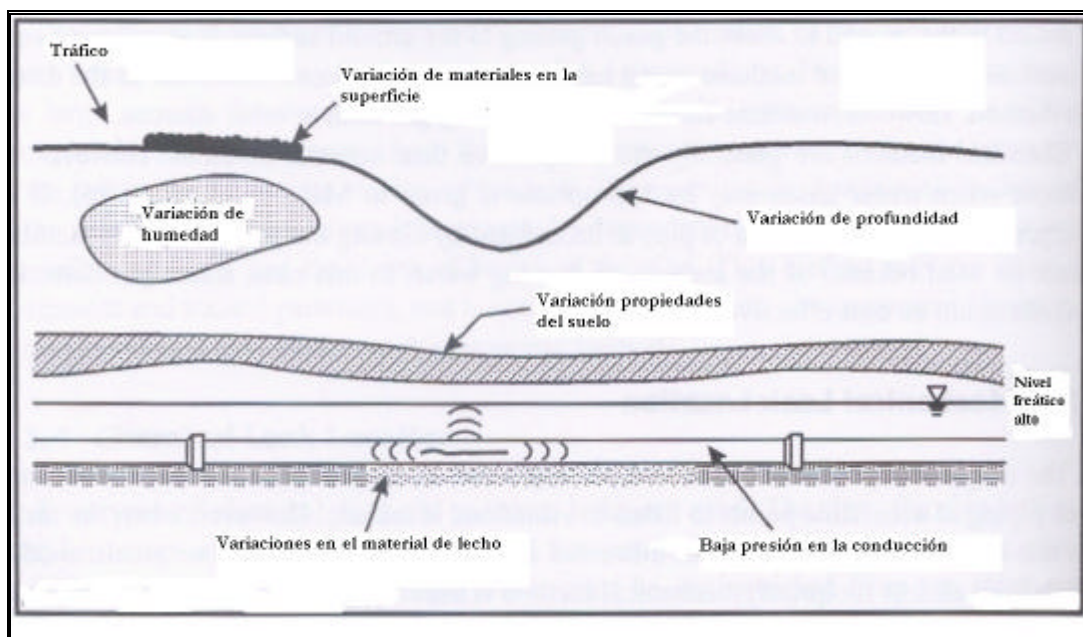
3. La medición del tiempo entre ocurrencias de discrepancias en el final del conducto debe indicar la localización de la fuga.

La naturaleza de este método reduce la acumulación de discrepancias, debido al hecho de que el ruido no se propague hacia atrás en el tiempo.

### 5.9. Dificultades presentadas en la localización de fugas

Para seleccionar el método adecuado para la búsqueda de las fugas de agua en las conducciones de agua potable, se debe tener en cuenta que cada uno presenta sus convenientes y limitaciones. Como se presenta en la Figura 19.146 una variedad de condiciones ambientales pueden interferir en la búsqueda de fugas. Algunas de los inconvenientes que se presentan para la localización de las fugas son:

- Interferencias
- Accesibilidad a los puntos de prueba
- Localización del tubo
- Material de la tubería
- Técnicas de rehabilitación
- Fugas múltiples



*Figura 19.146 Interferencias en la localización de fugas*

Fuente: Smith, 2000.

La localización de fugas basada en métodos acústicos requiere la habilidad para detectar e interpretar el significado de sonidos débiles. La interpretación es realizada por operadores expertos (métodos acústicos) o por operadores expertos apoyados por un correlador acústico con métodos de correlación). En ambos casos hay factores (ruido de tráfico, materiales en superficie, humedad del suelo, topografía del terreno, propiedades del suelo, nivel freático, baja presión en la tubería, cambios en el material de lecho) que pueden



alterar o enmascarar el ruido de la fuga incrementando la dificultad para detectarlas. El uso de filtros para eliminar frecuencias no deseadas ayuda a reducir la interferencia, pero la localización de fugas requiere de personal entrenado y con experiencia en zonas ruidosas y áreas geológicas complejas.

La localización de los detectores de fugas por métodos acústicos con correladores, deben ser colocados en lados opuestos a la fuga pero a una razonable proximidad a ella. En muchos casos esto no es posible debido a la no-accesibilidad a la red desde la superficie.

La exactitud en la localización de fugas y roturas requiere conocimiento a priori de la localización de la tubería. Esta localización puede ser difícil de obtener, por tanto se deben utilizar métodos magnéticos, electromagnéticos, de resistencia eléctrica, o de radar para determinar la ubicación de las conducciones.

En los tubos plásticos es más difícil detectar las fugas. La naturaleza de elástica del plástico tiende a hacer perder o amortiguar las vibraciones causadas por las fugas o roturas y el ruido no se propaga como lo hace en tuberías metálicas.

Las tecnologías de rehabilitación sin zanja han provocado que no existan técnicas precisas para detectar fugas cuando una tubería que ha sido revestida con un material plástico presente filtraciones, ya que la característica de la respuesta a este ruido no está bien definida. Una complicación adicional puede presentarse en el momento de que la filtración fluya a través de la capa de interfase entre dos materiales diferentes y el punto de escape este lejos de la fuga.

Los correladores están generalmente programados para analizar y localizar una fuga o rotura, múltiples fugas en el mismo segmento de conducción pueden ser tratadas de formas diferentes, si las fugas son cercanas entre ellas el correlador las identificará como una única fuga grande. Si las fugas están bastante alejadas, los dos puntos de sondeo se seleccionan tal que cada fuga se localice individualmente, sin embargo en caso de que la ubicación del sondeo no se pueda realizar para ubicar cada fuga individualmente estando lejanas, los correladores no son efectivos.

## 6. INVESTIGACIONES: ESTADO DEL ARTE

Vitkovsky, 1997 propone una metodología basada en el uso de algoritmos genéticos para la calibración de la red y el análisis de transitorios inversos, para calibrar y detectar fugas en las redes de abastecimiento de agua potable. Las dos metodologías utilizan las mediciones de las condiciones transitorias en la red. La definición de un problema inverso es aquel donde los resultados de las mediciones son conocidos pero los parámetros que definen las condiciones físicas o estatus del sistema son desconocidas. Un evento transitorio es cualquier incidente que causa que la presión y el flujo varían con el tiempo, por tanto el análisis de transitorios inversos corresponde al registro de mediciones de variables en el tiempo durante un evento transitorio y a partir de estas mediciones calcular los parámetros de la red. La variable que puede ser registrada más fácilmente es la presión y las variables calculadas corresponden a las rugosidades, fugas, demandas, y velocidades de ondas.

El reporte concluye que para la detección de fugas por el método de transitorios inversos, si la fuga no está en un nodo de la red la solución converge en un nodo justo aguas arriba o abajo de la fuga, por tanto aunque es una buena aproximación para encontrar zonas con fugas la posición exacta no puede ser determinada.

Verde, 2001 propone una metodología para la detección y localización de fugas por observadores mínimos de orden no lineal basada en ecuaciones que describen la presión en

el punto de fuga y considerando la conducción del inicio o entrada al punto de fuga y del punto de fuga a la salida. Básicamente lo que propone la metodología, es dividir la sección de tubería donde se presenta la fuga en tres, y estimar los caudales tanto en el sitio de la fuga como en las secciones aguas arriba y abajo de este sitio, utilizando la teoría de la mecánica de fluidos junto con la teoría del diagnóstico y aislamiento de fallas para procesos dinámicos FDI de sus siglas en inglés (Fault detection and isolation). Realizaron una prueba con un montaje de laboratorio que dejó buenos resultados en cuanto a la localización de las fugas.

## 7. CONCLUSIONES

Partiendo de que el rendimiento ideal de un abastecimiento es del 100% cuando la cantidad de agua potable producida es igual a la cantidad de agua facturada descontando la necesaria para la operación y mantenimiento de las instalaciones de la red, ningún abastecimiento alcanza este rendimiento de 1. La causa principal para que este rendimiento no se alcance son las fugas o pérdidas de agua que se producen en el recorrido desde que sale de la planta de tratamiento, ya sea en las conducciones, en las juntas, accesorios, tanques de almacenamiento, válvulas, contadores, etc.

El problema del control de fugas o programas de reducción de pérdidas en la red, requiere de soluciones técnico – económicas que deben ser estudiadas para cada caso particular, porque cada sistema tiene sus propias características peculiares dependiendo de la región en que se encuentre.

Hay un nivel de pérdidas de valores demasiado pequeños, que resultan inviables para su reducción desde el punto de vista económico, ya que la relación beneficio – costo no compensa el esfuerzo necesario para su recuperación con el costo producto del agua ahorrada.

Es importante tener en cuenta que el primer intento por evitar las fugas es el manejo de la presión en la red, producida por las bombas o por la gravedad. Para un control efectivo de las fugas se deberá tener suficientemente instrumentada la red para poder monitorizarla, medición instantánea de caudales en puntos críticos y la aplicación de metodologías de auditoría de agua.

Existen gran variedad de metodologías para la búsqueda y localización de fugas, aunque cada una con sus ventajas y beneficios, serán las condiciones particulares de cada sistema los que determinarán la técnica apropiada a utilizar.

En el control de fugas debe tenerse en cuenta la tarifa que se cobra por el agua, es decir esta tarifa debe tener incluida una parte correspondiente a los costos que implican las pérdidas de agua. Las estructuras tarifarias que se basan en subsidios promueven el derroche del servicio, el uso ineficiente de la estructura, menores coberturas, y la no-viabilidad de las empresas. Por tanto, el agua como recurso natural puede no tener un valor o coste implícito, pero el proceso que se lleva a cabo desde el momento que es tomada para el abastecimiento de la población tiene unos costos que deben ser sufragados por los usuarios en su totalidad.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Almandóiz, J. (2000) Priorización de estrategias en la gestión de fugas, Escuela de Ingeniería Técnica Industrial, Universidad del País Vasco, 2000, 48 pp.
- Burns, S.; DeSilva, D.; Eiswirth, M.; Hunaidi, O.; Speers, A.; Thornton, J. (1999). Pike Leakage – Future Challenges and Solutions, Pipes'99 Wagga Wagga, Australia, 1999, 18 pp.
- Carrasco M.; W. (2002). Programa nacional de control de pérdidas y agua no contabilizada en municipios menores y zonas rurales. Dirección general de agua y saneamiento básico, Ministerio de desarrollo, Bogotá (Colombia), 2002.
- Hunaidi, O.; Chu, W.; Wang, A.; Guan, W. (2000). Detecting leaks in plastic water distribution pipes, Journal of the American Water Works Association, Vol. 92, No. 2, February 2000, pp. 82-94.
- Makar, J.M.; Kleiner, Y. (2000). Maintaining Water Pipeline Integrity, AWWA Infrastructure Conference and Exhibition, Baltimore, Maryland, March 12-15, 2000, 14 pp.
- Makar, J.M.; Chagnon, N. (1999) Inspection systems for leaks, pits, and corrosion, Journal American Water work Association, Vol. 91, No. 7, July 1999, pp. 36-46.
- Ochoa, A.L.; Bourguett, O.V. (editores) (1998). Reducción integral de pérdidas de agua potable, IMTA Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1998, 233pp.
- O'Day, D.K.; Weiss, R.; Chiavari, S.; Blair, D. (1994). Water main Evaluation for Rehabilitation/Replacement, American Water Work association AWWA – United States Environmental Protection Agency EPA, 1994, 182pp.
- Smith, L.A.; Fields, K.A.; Chen, A.C.S.; Tafuri, A.N. (2000). Options for Leak and Break Detection and Repair of Drinking Water Systems, Battelle Press, 2000, 163 pp.
- Trow, S.; Farley, M. (2003) Developing a strategy for leakage management in water distribution system, II International Conference, efficient use and management of water for urban supply, Tenerife – Canary Islands, Spain, 2 - 4 April, 2003, 19 pp.
- Verde, C. (2001). Leakage location in pipelines by minimal order nonlinear observer, Proceedings of the American Control Conference, Arlington, Va. June 25-27, 2001, pp. 1733-1738.
- Vitkovsky, J.P.; Simpson, A.R. (1997) Calibration and leak detection in pipe networks using inverse transient analysis and genetic algorithms, Research Report No. R157, Department of civil and Environmental Engineering, University of Adelaide, August 1997, 96pp.

## CAPÍTULO 20

# PLANIFICACIÓN Y REHABILITACIÓN DE REDES DE ABASTECIMIENTO.

José L. Díaz Arévalo  
Rafael Pérez García  
P. Amparo López Jiménez  
Fco. Javier Martínez Solano

### 1. INTRODUCCIÓN

En los sistemas de abastecimiento de agua los requerimientos mínimos exigidos están relacionados con la calidad y cantidad de agua, y con la fiabilidad del sistema. Estos requerimientos deben tener un costo adecuado para el cliente que permita un buen funcionamiento. La deterioración de las tuberías y accesorios que abarcan una red de distribución de agua puede afectar adversamente estos requerimientos. Por tanto se hace necesaria una adecuada planificación y rehabilitación del sistema que permita el funcionamiento adecuado de todas las partes constitutivas de la red.

La definición apropiada para rehabilitación en el contexto de los sistemas de abastecimiento de agua, es la utilizada en medicina, según el diccionario de la real academia de la lengua *“Conjunto de métodos que tiene por finalidad la recuperación de una actividad o función perdida o disminuida por traumatismo o enfermedad”*. Y es que básicamente puede pensarse que es lo que se pretende cuando se quiere rehabilitar una red de agua, volverla a habilitar para que preste los requerimientos para los cuales fue diseñada, además considerando el valor añadido que representa el costo de las grandes inversiones en la reposición de redes, pudiéndose alargar la vida útil de las infraestructuras con planes de rehabilitación.

Sin embargo, además de lo anterior la importancia que encierra el término *“Rehabilitación”*, aunque de gran interés para las redes de saneamiento y en las redes de abastecimiento puede aplicarse en temas de calidad, radica en que se puede plantear el diseño de las redes a partir de datos de redes existentes, lo cual salva la incertidumbre acerca de los datos o constantes que son utilizados de forma empírica o hipotética en las formulas clásicas de diseño, lo cual puede llevar a resultados de desfase entre la obra proyectada y la requerida, por tanto se plantea la necesidad de realizar diseños basándose en el funcionamiento real de las redes. Para esto se hace necesario por medio de inspecciones directas de realizar mediciones en campo de las variables que afectan el funcionamiento de la red, mediciones de variables reales como lluvias, niveles, caudales y parámetros de calidad del agua; simulaciones de las condiciones reales de flujo con sofisticados modelos matemáticos; y sistemas de información digital que permitan disponer del inventario



completo de sus componentes y llevar sus hojas de vida, de fácil acceso y gran capacidad de procesamiento y análisis.

Estas labores permiten no solo realizar actuaciones correctivas sobre el sistema, sino de una forma real y moderna de operación y mantenimiento actuar con las consecuentes ventajas económicas debido a la optimización de costos.

El termino planificación en este capítulo está relacionado con la gestión que se ha de efectuar sobre el sistema, para de una forma ordenada y acorde con las necesidades y requerimientos organizar un plan adecuado para la rehabilitación de la red de abastecimiento.

## 2. DEFINICIONES

Antes de entrar en detalle acerca del tema de la planificación y rehabilitación de sistemas de abastecimiento, vale la pena definir algunos conceptos básicos:

*Rehabilitación:* corresponde a las medidas adoptadas para restaurar y mejorar el funcionamiento y rendimiento de un sistema existente.

*Renovación:* es el procedimiento por el cual se mejora el funcionamiento de toda o parte de la red existente.

*Reparar:* es la corrección de un daño local.

*Reemplazar:* es la rehabilitación de un sistema existente reemplazándolo por uno nuevo.

Cabe destacar que los métodos conocidos como “sin-zanja” pueden ser utilizados para desempeñar cada una de estas actividades. Las fugas en las juntas pueden ser reparadas por la instalación de sellos de junta. El reemplazo de conductos a lo largo de nuevos alineamientos puede ser realizado con técnicas como el “directional drilling” y los micro túneles, y el reemplazo por alineamientos existentes se puede hacer con técnicas de revestimientos y “pipe bursting”.

## 3. CONSIDERACIONES GENERALES.

La renovación de los elementos de los sistemas de abastecimiento de agua potable es en general más compleja que la renovación de los sistemas de saneamiento entre otras razones por las siguientes:

- Accesibilidad
- Relación con el cliente
- Seguridad
- Requerimientos de diseño

En las redes de agua potable no es fácil acceder a la tubería, es necesario remover los accesorios y conexiones domiciliarias para realizar un reemplazo o recubrimiento y reinstalarlos después de finalizados los trabajos. En los sistemas de saneamiento las renovaciones se realizan sin afectar directamente al cliente, mientras que el suministro debe ser interrumpido mientras duren las reparaciones en el caso de los sistemas de abastecimiento. Las líneas de agua potable deben cumplir unos requerimientos de seguridad en cuando a la calidad del agua suministrada, por tanto se debe demostrar que las condiciones después de un tiempo de realizada la reparación en cuanto a la calidad del agua son óptimas. Por último, las redes de saneamiento son diseñadas para que trabajen generalmente por gravedad, mientras que las redes de abastecimiento deben cumplir con unos requerimientos de presión mínimos.

Existe una gran variedad de técnicas para reemplazar o reparar los componentes de las redes de distribución de agua que se podrían agrupar como recubrimientos, reemplazos sin zanja (Trenchless) o excavaciones a cielo abierto. La elección de la técnica a emplear se considera de acuerdo con factores que identifiquen el grado de confiabilidad de las características tanto de la estructura existente como la rehabilitada. Entre estos factores se deben tener en cuenta consideraciones del diagnóstico de la falla y los tipos de problema que presenta el sistema, las condiciones de durabilidad y expectativas de vida útil requeridos, las condiciones estructurales a corto y largo plazo, aspectos de diseño, los aspectos constructivos y los costos.

Se debe tener en cuenta que a diferencia de los sistemas de alcantarillado en los cuales existen pozos de supervisión definidos, en las redes de abastecimiento no siempre se encuentran este tipo de estructura, por tanto es necesario para la aplicación de las técnicas sin zanja de la construcción de zanjas por las cuales introducir la tubería o los elementos que se vayan a reparar.

### **3.1. Diagnóstico.**

El planteamiento de un correcto diagnóstico en el que se identifiquen y entiendan los problemas y fallas que ocurran en parte o todo el sistema de abastecimiento, es fundamental en el planteamiento de la técnica a elegir. La hoja de vida de las estructuras podrá revelar patrones de comportamiento en cuanto a los tipos de daños y reparaciones que se han efectuado.

### **3.2. Durabilidad.**

No todas las técnicas de rehabilitación implican la utilización de materiales nuevos, se utilizan materiales para los cuales ha sido comprobada su durabilidad históricamente. En el caso de la utilización de nuevos materiales las características y propiedades son dadas por los fabricantes y se encuentran homologadas y estandarizadas internacionalmente.

### **3.3. Condiciones estructurales.**

En este punto se deben considerar la interacción de cargas externas, condiciones de curvatura, y procesos de corrosión sobre la deterioración de la tubería. Las tuberías sufren el efecto de las condiciones ambientales tanto en el interior como el exterior de las mismas. La acción de procesos producto de la interacción de los componentes propios de la conducción y/o del entorno generan efectos sobre la estructura propia que pueden llevar a su deterioración o fractura.

### **3.4. Diseño, funcionamiento hidráulico.**

Las consideraciones de diseño deben ser tenidas en cuenta ya que las redes están dimensionadas para mantener unas condiciones de presión establecidas. Se debe considerar por ejemplo que la renovación de una conducción con revestimiento reduce la sección transversal de flujo pero se puede ver compensada y mejorada con el hecho de disminuir significativamente la rugosidad de la tubería. En algunos casos de incapacidad de flujo o presión no adecuada en un punto de la red, la renovación puede ser una alternativa viable económicamente comparada con el reemplazo por diámetros mayores.

### **3.5. Aspectos constructivos.**

En general las prácticas para la buena construcción de conducciones de agua deben cumplir requerimientos básicos tales como soportar de forma adecuada la longitud de la conducción para evitar condiciones de curvatura, se debe apisonar convenientemente el

lecho sobre el cual se coloca el tubo y la arena o material seleccionado como relleno debe garantizar buenas condiciones de drenaje.

En la selección de una técnica de rehabilitación también deberán ser evaluados aspectos tales como la seguridad, las labores preliminares, los métodos constructivos y de trabajo en general y las actividades de supervisión de los mismos.

### *Seguridad*

Los diseños adecuados disminuirán los riesgos durante la construcción para lo cual deberán tenerse presentes los siguientes aspectos de seguridad, entre otros:

- En muchos casos las tecnologías de rehabilitación implican el acceso a espacios confinados que deberán ser monitorizados durante la ejecución de los trabajos para evitar accidentes.
- Aunque la mayoría de los nuevos métodos corresponden a tecnologías sin excavación de zanjas, en ocasiones se hace necesaria la construcción de pozos o excavaciones menores para el acceso de tuberías, equipos y personal. La estabilidad de tales excavaciones hará parte de la seguridad general de toda la construcción.
- Se deben considerar riesgos potenciales debidos a estructuras adyacentes y otros servicios contiguos, bien sea porque se trabaje con excavaciones a cielo abierto o con técnicas sin apertura de zanjas.

### *Labores Preliminares*

Aunque existe una gran ventaja de las nuevas tecnologías “Trenchless” frente al método tradicional de excavación a cielo abierto para instalar y rehabilitar redes de abastecimiento, que consiste en la minimización de interferencias en la superficie, deberán considerarse las labores preliminares de mitigación de impactos y riesgos a las inevitables interferencias que surjan.

Adicionalmente, dentro de las labores preliminares deben también estar abarcadas las acciones para el manejo de flujos, de limpieza previa de tuberías existentes en los casos requeridos y de estabilización de suelos.

### *Métodos Constructivos*

Cada tecnología presenta diferentes métodos constructivos con relación a las demás; en cada caso particular las secuencias y rutinas constructivas deberán realizarse sobre la base de un plan detallado, de indispensable conocimiento para la aplicación de la respectiva técnica.

Además, consideraciones especiales deberán hacerse sobre manejo, transporte y almacenamiento de materiales, instalación de tuberías y sellado de juntas y espacios anulares.

### *Supervisión*

La supervisión de los trabajos se torna importante considerando que se deben tener adecuados procedimientos de inspección y control, especialmente en la rehabilitación con sistemas cuyo comportamiento es altamente dependiente del curado in-situ y cuyo diámetro no permite el acceso de personal, caso en el que es de gran utilidad la inspección con equipos de circuito cerrado de televisión CCTV, aunque realmente este tipo de inspección es más apropiada y utilizada para los sistemas de saneamiento, se dificulta en los

sistemas de abastecimiento para los cuales se esta haciendo uso de inspecciones utilizando tecnologías electromagnéticas o por métodos indirectos tales como inspecciones de calidad del agua, monitorización de caudales y presiones, inspección de fugas y la evaluación de los reportes de mantenimiento y reparación.

El sellado de espacios anulares con lechadas requiere una estricta supervisión toda vez que las cantidades de consumo indican fugas, presencia de vacíos o dificultades en el proceso de inyección.

### **3.6. Costos**

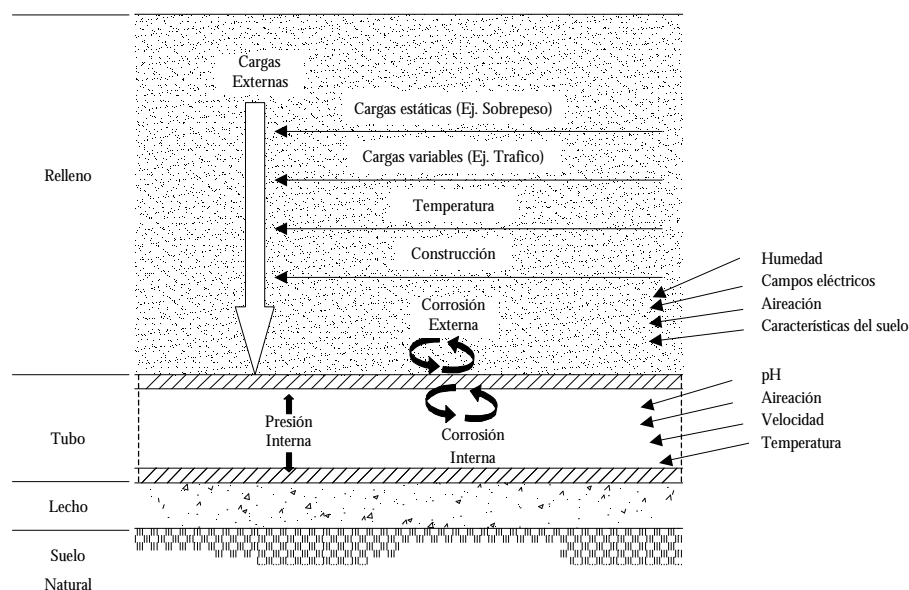
Los costos son un elemento básico en la consideración de la técnica de rehabilitación a utilizar en los sistemas de abastecimiento de agua, máxime por la cantidad de posibilidades que se presentan en el momento de escoger el tipo de técnica a emplear.

Además de los costos relacionados con equipos, materiales, operación, mano de obra, los análisis deberán enfocarse hacia las expectativas de vida útil considerando que en los costos de rehabilitación, dependiendo del estado y del método a emplear, se puede contar con la infraestructura de las redes existentes. En tal sentido, uno de los principales objetivos de la rehabilitación sin apertura de zanjas es la minimización de costos asociados con los impactos que se causan cuando se trabaja con las excavaciones a cielo abierto en áreas congestionadas, comerciales de gran afluencia o con estructuras y otros servicios cercanos.

## **4. TIPOS DE FALLAS EN TUBERÍAS DE ABASTECIMIENTO**

En general las redes de distribución de agua son diseñadas para dar una seguridad bajo condiciones normales de servicio más un margen que tenga en cuenta circunstancias excepcionales y degradación de los materiales, este margen se determina de acuerdo a un estudio comparación económica entre el costo de la red contra el costo de reemplazarla o repararla, dando como resultado que el costo de incrementar el rendimiento de los materiales como por ejemplo el espesor del tubo es menor comparado con el costo de reemplazarlo, por tanto los diseños se realizan para largos periodos de vida útil. Sin embargo no resulta económico diseñar redes para soportar cargas y degradación de materiales indefinidamente.

Las fugas son inevitables como resultado de problemas de instalación, cargas extremas, degradación del material de las redes, o una combinación de cargas próximas a las condiciones de diseño máximo especificado y degradación de los materiales. Las condiciones de carga y degradación en los sistemas de abastecimiento de agua potable se muestran en la Figura 20.147.

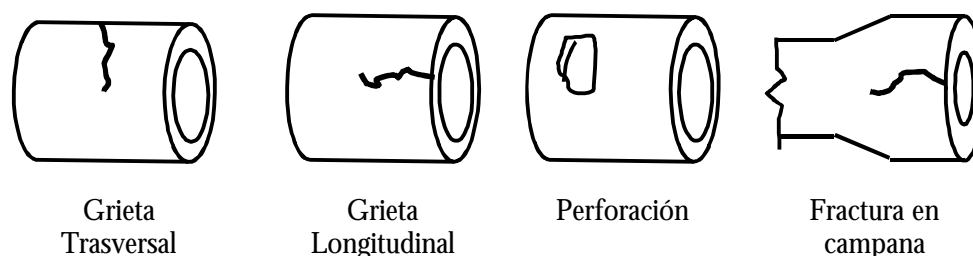


Fuente: Smith et al, 2000.

*Figura 20.147 Mecanismos de daño y corrosión en los sistemas de abastecimiento de agua potable.*

El agua en una tubería de abastecimiento fluye a una presión mayor que la atmosférica, por tanto tenderá a escapar por cualquier vía disponible. Las fugas pueden ocurrir por deterioro lento debidos a ciclos mecánicos de la tubería, juntas y accesorios; corrosiones internas o externas en los componentes de la red, eventos específicos y situaciones tales como movimientos de terreno, esfuerzos por tráfico de vehículos, presión excesiva de agua y/o por fallas de destreza o habilidad en la construcción.

Las tasas de filtración pueden variar de escapes lentos o “gotas” a grandes escapes donde se compromete la integridad de la estructura denominadas roturas. Ejemplos de fugas lentas incluyen pérdidas en las juntas, empaques o conexiones domiciliarias. Las roturas corresponden a grandes aberturas causadas cuando los componentes de la red fallan debido a excesivas cargas externas, altas presiones internas, corrosiones o una combinación de estos factores. Los ejemplos típicos de roturas incluyen grietas longitudinales, grietas transversales y perforaciones en el tubo así como resquebrajamientos o fracturas en las campanas, tal como se muestra en la Figura 20.148.



*Figura 20.148 Tipos de roturas en tuberías*

Fuente: Water main evaluation for rehabilitation/replacement, AWWA, 1994.

Las fuerzas que actúan sobre las conducciones tienen efecto en términos de tensiones o esfuerzos sobre los ejes longitudinal o trasversal de la tubería, además producen efectos estructurales que causan los tipos de rotura mencionados anteriormente. En la Tabla 20.8 se presentan las causas estructurales de las fallas en las conducciones de agua para abastecimiento urbano.

*Tabla 20.8 Causas estructurales de las roturas en conducciones*

<i>Tipo de falla</i>	<i>Eje</i>	<i>Causa Estructural</i>
Trasversal o circunferencial	Longitudinal	Contracción Térmica
		Falla en el tubo (viga)
		Presión interna
Longitudinal	Trasversal	Carga excesiva
		Presión interna
Fractura de campana	Trasversal	Unión defectuosa
		Expansión

Fuente: Water main evaluation for rehabilitation/replacement, AWWA, 1994.

#### **4.1. Fallas debidas a la instalación**

Las condiciones y técnicas de instalación afectan el rendimiento a largo plazo de las tuberías de distribución. Los tubos no están diseñados para trabajar como vigas que soporten peso, por tanto se debe diseñar una capa de lecho que soporte apropiada y uniformemente el tubo. Además este lecho debe ser correctamente apisonado para prevenir asentamientos o levantamientos y tener la suficiente permeabilidad para evitar que las fugas provoquen movimiento del material de lecho o no queden remanentes que ayuden a la corrosión exterior.

#### **4.2. Fallas debidas a cargas**

En el funcionamiento de las tuberías de conducción de agua potable actúan tanto cargas internas como externas que pueden dar como resultado la formación de fugas, se deben considerar entonces las condiciones habituales de servicio, condiciones de fallas accidentales, desplazamientos de suelo y cambios de temperatura.

##### *Condiciones de servicio*

Durante a operación de rutina de las conducciones, las tuberías deben soportar tanto la presión interna como las cargas de peso del suelo y tráfico, por tanto las normas de diseño requieren la consideración de dos factores:

- Sobrecarga por peso del terreno y presiones internas o sobrepresiones de trabajo
- Sobrecarga de terreno, peso de vehículos y presión interna de trabajo

El factor que precisa el espesor del muro es utilizado para seleccionar el espesor de la tubería, las medidas utilizadas para cuantificar la resistencia de un tubo a las cargas son:

- Resistencia a la fractura

- Modulo de ruptura
- Resistencia a la tracción

Cada uno de los cuales indica respectivamente la resistencia del tubo para resistir las presiones internas, el soporte de cargas externas y esfuerzos de flexión y la resistencia a cargas axiales aplicadas a un tramo de tubería.

La presión interna de trabajo en tuberías de agua generalmente varía entre 15 m.c.a y 70 m.c.a. Esta presión puede ser causa de esfuerzos de tensión sobre las paredes del tubo, directamente proporcionales con la presión y diámetro e inversamente proporcionales con el espesor. Tensiones circunferenciales excesivas tienden a causar fracturas longitudinales, mientras que tensiones axiales causan fracturas transversales. Elevaciones repentinas en la presión ocurren debido a cambios en las condiciones de flujo, por ejemplo al maniobrar válvulas cerrándolas e impidiendo el flujo convirtiendo la energía cinética del flujo en energía interna y provocando los conocidos golpes de ariete.

Fuerzas excesivas de aplastamiento tienden a causar fracturas longitudinales, los pavimentos flexibles transmiten mucho más de las cargas que los pavimentos rígidos que reparten la carga sobre un área más amplia. Si un tubo no está adecuadamente apoyado se puede producir que actúe como una viga y se produzcan tensiones de flexión, los cuales causan fracturas transversales, los efectos negativos de estos esfuerzos se incrementan cuando los tubos cruzan al lado de las vías, el tráfico causa movimientos cíclicos del tubo bajo la vía, mientras que el tubo cercano a la calle permanece inmóvil.

#### *Fallas debidas a condiciones accidentales*

Las fallas ocurridas por una condición accidental, generalmente provocan grandes roturas y son fáciles de localizar. Los elementos de la conducción que quedan expuestos pueden ser objeto de accidentes, por ejemplo el choque de un vehículo con un hidrante, los elementos que están bajo suelo tienen mayor protección pero pueden verse afectados por ejemplo al realizar excavaciones. Otro tipo de accidente se puede presentar cuando parte de la conducción queda expuesta y no estar adecuadamente apoyada o cuando se presentan movimientos de tierra que desestabilicen la capa de soporte o la alineación de la tubería.

#### *Fallas debidas a desplazamientos de suelo*

Los movimientos de terreno tales como los levantamientos repentinos de suelo o desplazamientos lentos pueden producir suficiente tensión para provocar roturas o daños en las juntas de tubos. Los movimientos telúricos (movimientos cíclicos y desplazamiento permanente) o los deslizamientos de suelo y lodo causan daños extensivos pero resultan fáciles de localizar.

Las fugas causadas por desplazamientos lentos de suelo generalmente ocurren en tubos enterrados y no son fáciles de localizar. Condiciones como cambios de humedad en el suelo provocan expansiones o contracciones de suelo, que se refleja especialmente en terrenos arcillosos, incrementar el contenido de humedad en un suelo arcilloso incrementa la carga externa sobre el tubo y puede causar movimiento relativo al tubo en otras áreas, por tanto aplicando cargas axiales que pueden provocar fallas.

*Fallas debidas a temperaturas extremas*

Las temperaturas extremas causan expansión durante el verano y contracción en el invierno. Estos cambios incrementan las cargas axiales sobre la tubería. Temperaturas que permitan el congelamiento favorecen las presiones causadas por la expansión del agua congelada en los poros de suelo.

*Fallas debidas a la degradación*

La tubería metálica esta más expuesta a la degradación debido a la corrosión, no obstante materiales como concreto o plástico también se degradan por condiciones ambientales.

**A.1.1.3. Tubería metálica**

La corrosión de los metales corresponde a una reacción electromecánica entre el metal y el ambiente interno o externo que lo rodea en el cual se pierde principalmente hierro. Esta corrosión es debida a la transferencia de electrones por oxidación entre el metal y un agente oxidante como oxígeno disuelto o iones de hidrógeno. El área donde los electrones son liberados y el metal se disuelve es el ánodo, y el área donde los electrones son aceptados es el cátodo.

La corrosión interna de las tuberías metálicas provoca problemas de perdida de capacidad portante del metal, reducción de la capacidad de flujo como resultado de formación de tubérculos, incremento de la rugosidad del material y contaminación del agua. Los focos para la corrosión interna en la tubería metálica corresponden a puntos de no-homogeneidad como incrustaciones, rayones o grietas.

El agua contiene generalmente suficiente oxígeno disuelto para favorecer la producción de iones de hidróxido en el cátodo, estos iones reaccionan entonces con el hierro disuelto para producir hidróxido férrico insoluble que se precipita. Este depósito de hidróxido férrico tiende a favorecer la formación de ambiente que incrementa la tasa de corrosión. Los tubérculos son depósitos porosos producto de la corrosión e incrustaciones, que generalmente se forman sobre la pared interior del tubo y desarrollan un ambiente ideal para el crecimiento de bacterias anaeróbicas que promueven la corrosión del metal y degradan la calidad del agua.

La corrosión es un fenómeno complejo que esta influenciado por factores físicos, químicos y biológicos en el tubo. Los principales factores que afectan la corrosión interna en las tuberías metálicas se muestran en la Tabla 20.9.

*Tabla 20.9 Factores que influyen en la corrosión interna de las tuberías metálicas*

<i>Factor</i>	<i>Efecto</i>
PH	Valores bajos de PH aumentan la corrosión. Valores altos protegen los tubos de hierro, pero puede causar remoción de zinc y daño en tubos de cobre.
Oxígeno disuelto	Aumenta la tasa de muchas reacciones de corrosión.
Temperatura	Aumenta la tasa de muchas reacciones de



	corrosión. Disminuye la solubilidad del carbonato de calcio. Aumento de la actividad biológica.
Velocidades altas de flujo o turbulencia	Aumento de potencial a la corrosión erosiva
Velocidad baja de flujo	Aumento de posibilidad de grietas y corrosión por picadura
Alcalinidad	Ayuda a formar una capa protectora contra las incrustaciones y amortigua los cambios de PH. Alcalinidades altas aumentan la corrosión del cobre, plomo y zinc.
Dureza	Ayuda a formar una capa protectora de incrustaciones pero altas concentraciones pueden causar tubérculos o incrustaciones excesivas.
Cloro residual	Aumento de la corrosión en muchos tipos de metales. Disminución de la corrosión biológica.
Cloruro y sulfato	Aumento de la corrosión en hierro, cobre y acero galvanizado. Aumento de la tendencia a la corrosión por picadura.
Sulfuro de hidrógeno	Aumento de corrosión.
Amonio	Aumento de la corrosión en tuberías de cobre.
Magnesio	Puede inhibir la precipitación de forma de calcita de carbonato de calcio y favorecer la formación de aragonito (carbonato de calcio cristalizado)
Sólidos totales disueltos	Incrementan la conductividad del agua, la cual tiende a incrementar las tasas de corrosión.

---

Fuente: Smith et al., 2000

La corrosión externa de las tuberías metálicas causa pérdida de capacidad portante del metal. Esta corrosión es consecuencia del mismo proceso electromecánico que el que se produce en la corrosión interna. Las condiciones que se presentan en el ambiente externo al tubo para que se produzca el efecto de corrosión incluyen:

- Variaciones microscópicas en la composición de la tubería
- Diferencia de materiales utilizados en tubos, juntas y accesorios.
- Presencia de suelos húmedos ácidos.
- Variaciones en la composición del suelo.
- Variaciones en el contacto del suelo con el tubo.
- Variaciones en el contenido de humedad del suelo.

- Gradientes de concentraciones de sales disueltas en el agua subterránea.
- Presencia de campos eléctricos externos.

Suelos con bajo contenido de humedad presentarán tasas de corrosión bajas mientras que en suelos con humedades altas la corrosión es más alta. Generalmente las tuberías se instalan sobre el nivel freático del suelo, los lechos impermeables pueden generar depósitos del agua y por ende problemas de corrosión. El grado de humedad en el exterior de la tubería depende de la profundidad del tubo, la estructura del suelo, las condiciones de lecho y el nivel freático.

En la presencia de agua, el ambiente exterior del tubo puede ser más corrosivo que el ambiente dentro del tubo. El agua subterránea generalmente contiene más sal que el agua pura, el incremento del contenido de sal disminuye la resistividad del suelo húmedo lo cual aumenta la tasa de corrosión externa.

También ciertos contactos entre el suelo y el tubo pueden provocar ataques locales por corrosión debida a picaduras u hoyos o grietas.

#### **A.1.1.4. Tubería de concreto**

Los materiales utilizados para hacer las tuberías de concreto son óxidos y minerales que están en equilibrio termodinámico con el oxígeno. Estos minerales son generalmente estables en ambientes secos y en ambientes húmedos son más resistentes a la corrosión que las tuberías metálicas ya que no experimentan las mismas reacciones electromecánicas que el metal corroído.

Sin embargo las tuberías de concreto no son inmunes a los ataques químicos. El agua con PH bajo y / o fuerte afinidad a los iones de calcio puede atacar el cemento. El agua puede contener elementos que reaccionan con el cemento y formar componentes expansivos que generan desmoronamientos. Los tubos de concreto hechos con material agregado pobre pueden lentamente degradarse por la reacción interna entre el agregado y el cemento.

La corrosión interna de las tuberías de concreto, que se produce por la interacción entre el agua que se mantiene en los poros del concreto y el agua que es transportada por el tubo causa pérdida de espesor del tubo, reducción de la capacidad de flujo como resultado del aumento de rugosidad e incremento de contenido de calcio en el agua.

La corrosión externa en las tuberías de concreto es producto de los mismos efectos que la corrosión interna, y también se produce pérdida de espesor del tubo y esta fuertemente influenciada por la humedad y química del agua subterránea.

#### **A.1.1.5. Tubería plástica**

Los plásticos que generalmente se utilizan para tubería enterrada son el polietileno (PE) y el Cloruro de polivinilo rígido (PVC), que son materiales termoplásticos formados por la polimerización de moléculas orgánicas. Ambos tipos de plásticos son resistentes al ataque químico del agua transportada en la tubería y el suelo. El tubo plástico es inmune a la corrosión galvánica y electromecánica por su baja conductividad eléctrica. También son resistentes al ataque y crecimiento de biopelículas.

## **5. TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN**

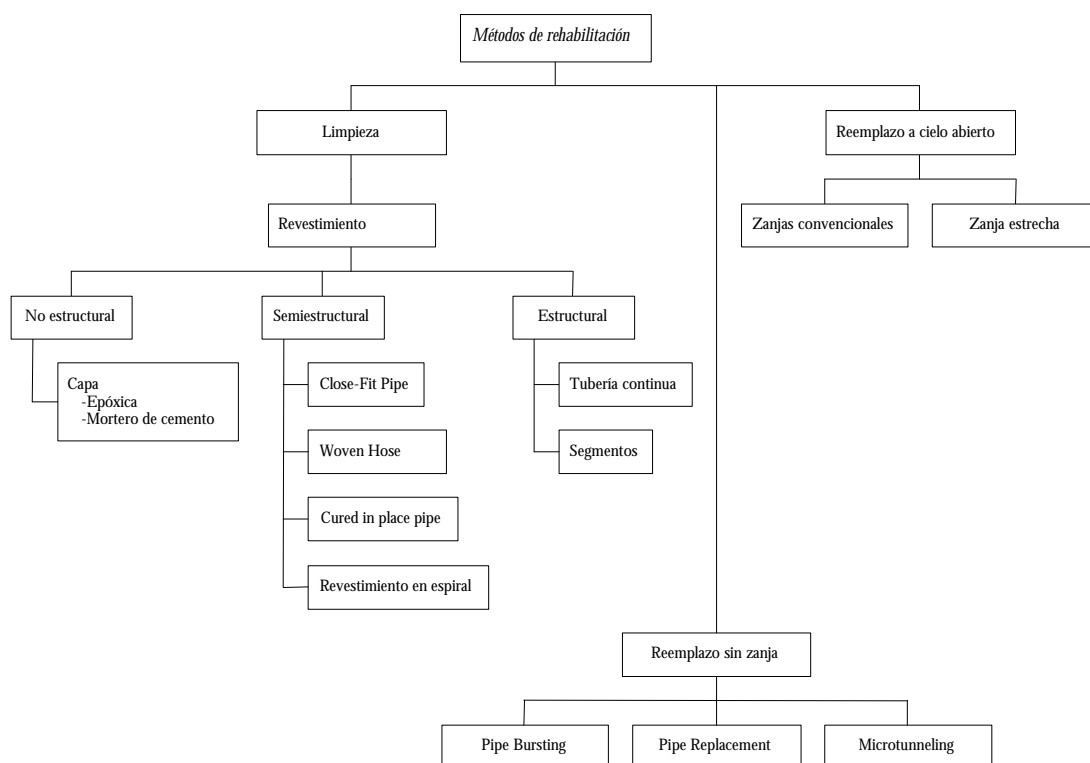
Los métodos de campo utilizados para determinar la condición de la tubería instalada pueden ser usados también para optimizar la operación de las redes midiendo la efectividad

de las condiciones de operación, previniendo la corrosión y evaluando las necesidades de métodos de rehabilitación de tubería efectivos.

Las condiciones de la superficie interior de la tubería y el aspecto estructural de las paredes del tubo, son importantes para determinar cuando y como repararlo o reemplazarlo. En general los defectos que deben ser identificados para evaluar las condiciones de un tubo son:

- Pérdida de metal por corrosión interna y externa
- Deflexiones y deformaciones
- Agrietamientos
- Pérdida de cemento y/o corrosión de varilla presforzada en tubos de concreto.

Teniendo en cuenta la necesidad de encontrar alternativas de menores costos e impactos para la construcción de nuevos abastecimientos y la rehabilitación de los existentes, hace ya más un par de décadas se han desarrollado técnicas constructivas sin excavaciones a cielo abierto o que las minimicen. Los métodos para realizar reparaciones localizadas, renovar o reemplazar los componentes de las redes de distribución de agua se agrupan básicamente en revestimientos, técnicas de reemplazo sin zanja, o reemplazos a cielo abierto. En la Figura 20.149 se muestran los diferentes tipos de técnicas para reemplazar y rehabilitar tuberías



Fuente: Smith et al, 2000

*Figura 20.149 Métodos de rehabilitación de tubería*

En la Tabla 20.10 se presentan los tamaños de tuberías para las cuales son adecuados los métodos de limpieza, reparación o renovación y reemplazo. Los métodos de tecnología

sin zanja y los revestimientos reducen la cantidad de excavación necesaria para realizar la reparación, pero ninguna elimina completamente la necesidad de la excavación ya que son necesarios para permitir los accesos al principio y final de la conducción a ser recubierta o reemplazada.

*Tabla 20.10 Rango de aplicación típico de los métodos de limpieza, renovación y reemplazo.*

<i>Grupo</i>	<i>Método</i>	<i>Rango de Diámetro típico (mm)</i>
Limpieza no agresiva	Inyección de agua	< 50 a 160 (2"-6")
	Limpieza con espuma	< 50 a > 900 (2"-36")
	Limpieza con arrastre de aire	75 a 200 (3"-8")
Limpieza agresiva	Agua a presión	75 a 200 (3"-8")
	Chorro a presión	450 a < 900 (18"-36")
	Limpieza con abrasivos	75 a < 900 (3"-36")
Revestimiento no estructural	Material epóxico	75 a > 900 (3"-36")
	Mortero de cemento	1000 a > 3000 (40"-120")
Revestimiento semiestructural	Close-fit pipe	75 a > 900 (3"-36")
	Woven Hose	75 a 400 (3"-16")
	Cured-in-place	75 a 2500 (3"-98")
	Revestimiento en espiral	150 a 1000 (6"-39")
Revestimiento estructural	Tubería continua	63 a > 900 (3"-36")
	Tubos Cortos	> 300 (12")
	Ferrocemento	900 a 1500 (36"-60")
	Segmentos	No dato
Reemplazo sin zanja	Pipe bursting	< 50 a 600 (2"-24")
	Pipe replacement	< 50 a 160 (2"-6")
	Microtunneling	< 50 a 600 (2"-24")
Reemplazo a cielo abierto	Zanja convencional	< 50 a > 900 (2"-36")
	Zanja estrecha	< 50 a 315 (2"-12")

### 5.1. Reemplazo de tuberías

Las técnicas utilizadas para el reemplazo de tuberías implican el cambio de la tubería existente por una de igual o mayor diámetro sobre la misma alineación y utilizando materiales compatibles con la técnica en cuestión. Se utiliza cuando se requiere el aumento

de capacidad de la tubería o cuando se presentan problemas estructurales graves. Los métodos principales empleados en el reemplazo de tubería corresponden al *Pipe Bursting*, *Pipe Replacement*, *Microtunneling* además del tradicional reemplazo con zanja a cielo abierto.

### *Pipe Bursting*

Esta técnica consiste en la aplicación de una fuerza radial para fragmentar la tubería haciendo uso de una herramienta rompedora que se desplaza a través del conducto. Los fragmentos resultantes se incrustan en el suelo por medio de un anillo extensor. La inserción de la nueva tubería de igual o mayor diámetro se realiza por medio del acople de esta a la parte posterior de la herramienta rompedora que la va introduciendo en su avance. En la Figura 20.150 se presenta un diagrama de la operación realizada por medio de la técnica de “*Pipe Bursting*”.

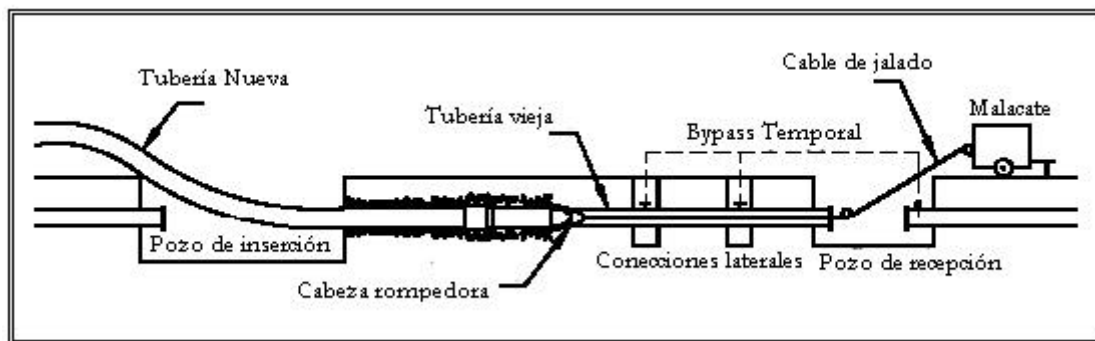


Figura 20.150 Esquema típico de la técnica “*Pipe Bursting*”

Las principales ventajas del método son:

- Incremento del diámetro hasta el 150% dependiendo de la compactibilidad del suelo circundante.
- Mayores rendimientos que con aperturas de zanjas.
- Los pozos existentes pueden ser aprovechados para la inserción de la nueva tubería.
- Minimización de las interferencias de tráfico vehicular.

Las principales limitaciones que presenta el método son:

- El tránsito en la superficie puede ser un problema para tuberías poco profundas y suelos poco compactos por las vibraciones que se puedan generar.
- Se requieren bombeos.
- Las conexiones laterales (domiciliarias y válvulas) deben realizarse con excavaciones a cielo abierto.
- Las vibraciones de la herramienta rompedora pueden afectar los servicios aledaños.
- Los suelos duros o rocosos y los recubrimientos de concreto pueden retrasar el proceso.
- No se pueden atacar curvas acusadas de la alineación.
- Solo aplicable en tuberías existentes de materiales quebradizos.

Las herramientas pueden ser guiadas con dirección (orientadas) o remolcadas por un malacate, y de acuerdo con sus características de accionamiento pueden ser de tipo neumático o hidráulico.

#### **A.1.1.6. Sistema Neumático**

Cuando la herramienta rompedora es activada por un sistema dinámico de impactos, con accionamiento neumático, se denomina “pneumatic pipe bursting”.

Las características principales del sistema neumático son:

- Diámetros de aplicación: 50mm a 600mm (2” a 24”)
- Material tubería existente: Gres, concreto, fibra bituminosa y PVC.
- Material tubería nueva: Polietileno (PE), polipropileno, gres y plástico reforzado con fibra de vidrio (GRP).
- Longitud de aplicación: 80m.

#### **A.1.1.7. Sistema hidráulico:**

Cuando la herramienta rompedora es activada por un sistema hidráulico con expansión, se denomina “hydraulic pipe bursting”.

Las características principales del sistema hidráulico son:

- Diámetros de aplicación: 50mm a 600mm (2” a 24”)
- Material tubería existente: Gres, concreto, fibra bituminosa, hierro fundido y PVC.
- Material tubería nueva: Polietileno (PE), polipropileno, gres y plástico reforzado con fibra de vidrio (GRP).
- Longitud de aplicación: 90m.

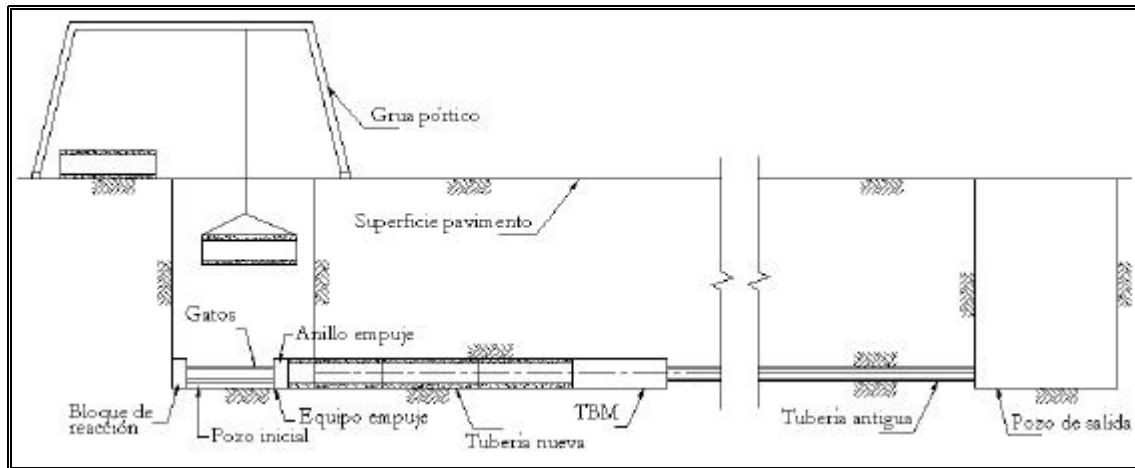
Para los dos tipos de herramientas, los diámetros están limitados por el tamaño de las mismas en el mercado y las longitudes por la capacidad del malacate para halar la tubería de reemplazo.

#### *Pipe Replacement*

Este método sirve para remover y reemplazar tuberías. Se inserta un cable o varilla dentro de la tubería existente que lleva acoplado un accesorio de mayor diámetro en la parte posterior y la tubería nueva se acopla a este accesorio, el accesorio se empuja de atrás hacia delante de forma que empuje la tubería existente y vaya acomodando la tubería nueva. Los materiales utilizados para las tuberías nuevas son plásticos flexibles como el polietileno y el tamaño son de diámetros menores de 160 mm (6”).

#### *Microtunneling (Pipe Eating)*

Este método de reemplazo de tubería está basado en el concepto de microtúneles donde la tubería defectuosa es fracturada y removida conjuntamente con el suelo circundante excavado. La herramienta rompedora en este caso consiste de un cono montado excéntricamente en la parte delantera de su estructura que fragmenta la tubería para su fácil remoción, para la cual se suelen utilizar sistemas circulantes de agua o lodos a partir de bentonita. En la Figura 20.151 se puede apreciar un esquema del método.



*Figura 20.151 Esquema del Pipe Eating*

La herramienta rompedora se desplaza a través de la tubería existente mediante el accionamiento de gatos hidráulicos localizados en el pozo inicial, halando simultáneamente la nueva tubería.

Las principales ventajas del método pipe eating son:

- El diámetro puede incrementarse para proporcionar una mayor capacidad.
- Permite la posibilidad de manejo de aguas durante la instalación.
- Se pueden controlar con precisión la dirección y la pendiente.
- Se reducen las interferencias en la superficie.

Entre las principales limitaciones se tienen:

- Se requieren pozos iniciales y de llegada y por consiguiente sus excavaciones.
- Alto costo inicial de los equipos requeridos.
- Las conexiones laterales deben hacerse con excavaciones a cielo abierto.
- Sólo aplicable a tuberías existentes de materiales quebradizos.

El método se aplica para las siguientes condiciones:

- Diámetros de aplicación: 200 mm a 600 mm (8" - 24")
- Material tubería existente: Gres, concreto, asbesto-cemento y GRP.
- Material tubería nueva: Polietileno, polipropileno, gres y plástico reforzado con fibra de vidrio.

#### *Excavaciones a cielo abierto*

##### **A.1.1.8. Zanjas Convencionales**

Este método de reemplazo de tuberías consiste en la excavación de trincheras, estabilizadas o no con entibados de acuerdo al tipo de suelo y la profundidad de la excavación, seguida por la instalación de la tubería sobre una cimentación adecuada que puede ser de tipo granular o en concreto.

Para realizar esta labor en zonas habitadas y desarrolladas, es necesaria la instalación de las señalizaciones apropiadas, así como la demolición y arreglo de vías pavimentadas y la ubicación de desvíos.

Las ventajas de la utilización de este método son:

- Experiencia en su aplicación (convencional).
- Abundancia de equipos y mano de obra específicos.
- Utiliza materiales y tecnologías disponibles en el medio.
- Se acomoda a cualquier condición de alineación y pendiente.
- Las conexiones laterales se realizan a la par.

Las principales desventajas del método son:

- Genera gran interferencia en los alrededores.
- Requiere el uso de gran volumen de materiales áridos.
- Produce gran cantidad de materiales de desecho.
- Inconvenientes de tipo ambiental como generación de ruido, sólidos en suspensión y vertimientos líquidos.

La técnica de excavaciones a cielo abierto se caracteriza por no tener limitaciones en diámetro ni en tipos de materiales de tuberías existentes y tuberías nuevas.

- Diámetros de aplicación: Cualquier diámetro
- Material tubería nueva: Cualquier material
- Longitud de aplicación: Limitaciones de tipo constructivo

### *Zanjas estrechas*

Este método de reemplazo es igual al anterior limitando el ancho de la zanja al mínimo posible, lo cual lo hace no adecuado para algún tipo de sistemas de conducción. Se utiliza principalmente con tuberías de polietileno.

## **5.2. Renovación de tuberías**

### *Revestimientos*

Los métodos de revestimiento se dividen en no estructurales, semiestructurales o estructurales de acuerdo con la interacción estructural del revestimiento y la tubería existente y con la capacidad estructural del revestimiento.

#### **A.1.1.9. Revestimientos no estructurales**

Esta técnica de renovación consiste en la aplicación de mortero de cemento o de materiales poliméricos por aspersión para conformar el revestimiento. Se presentan las características generales para cada uno de los tipos de material mencionados, considerando que el mortero de cemento se utiliza para conductos con diámetros en donde es posible el acceso de personal, mientras que los poliméricos se usan para diámetros menores. La tubería debe ser limpiada agresivamente antes de aplicar el revestimiento. Este método es recomendado cuando el problema es de corrosión interna y por formación de tubérculos pero la tubería esta sana estructuralmente y no presenta filtraciones. El esquema de aplicación de materiales poliméricos se presenta esquemáticamente en la Figura 20.152.



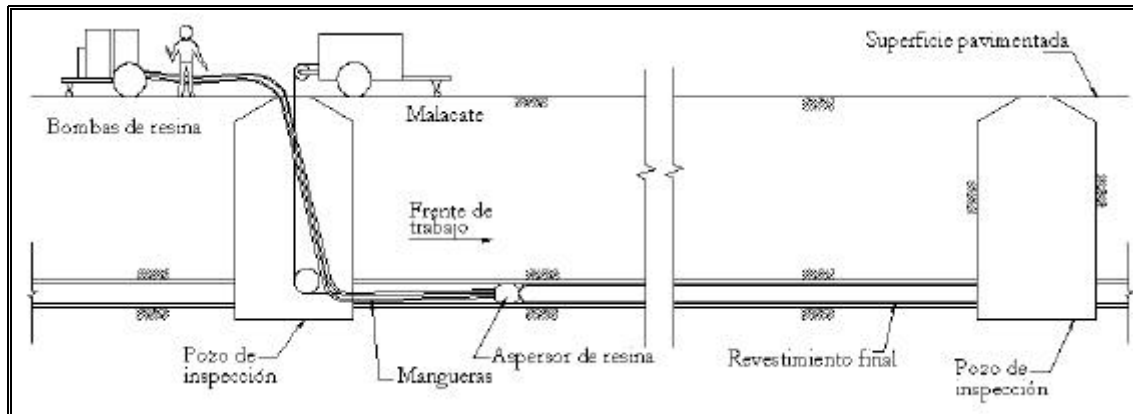


Figura 20.152 Esquema de aplicación de materiales poliméricos.

#### d. Con Mortero de Cemento

Consiste en la aplicación de mortero de cemento, gunita o concreto, en alcantarillas donde pueda hacerse el acceso de personal, para dar un revestimiento no estructural a la superficie interna.

Antes de revestir debe hacerse limpieza y remoción de intrusiones y raíces.

Las principales ventajas son:

- Se acomoda a variaciones en la sección transversal.
- En algunos casos se pueden manejar los flujos.
- Las conexiones laterales se pueden ejecutar fácilmente.
- Mínima reducción en la sección transversal del tubo.

Las desventajas que se presentan son:

- Se requiere de personal calificado para la aplicación del mortero.
- La aplicación es relativamente lenta.
- Requiere condiciones de seguridad para el acceso de personal.
- El uso se limita a tuberías estructuralmente sólidas.

Las condiciones para aplicación son las siguientes:

- Diámetros de aplicación: 1000 mm a 3000 mm ( 40" - 120")
- Material tubería existente: Concreto y gres.
- Material tubería nueva: Concreto lanzado, mortero de cemento.

#### e. Con Materiales Poliméricos

Se pueden aplicar materiales epóxicos o de poliuretano en tuberías circulares de pequeño en tuberías, para dar un revestimiento no estructural a la superficie interna.

Existen dos sistemas para aplicar las capas poliméricas de revestimiento: con bombeo o sin bombeo. En el primer sistema la resina y el endurecedor son bombeados por mangueras diferentes, los dos materiales se mezclan en la boquilla aspersora y luego aplicados a la tubería existente. La cabeza aspersora es halada a través de la tubería y su velocidad de traslación determina el espesor de la capa de revestimiento.

En el sistema de no bombeo, la boquilla aspersora es también halada dentro de la tubería, haciendo pasar las mangueras ya dispuestas con resina y endurecedor a través del

aspersor en donde se hace la mezcla y se coloca; a diferencia del sistema con bombeo, en este caso es la cantidad de material en las mangueras la que controla el espesor del revestimiento. Las mangueras consumidas van quedando detrás del aspersor y para prevenir que dañen el revestimiento, la resina debe tener un curado rápido, usualmente en 2 ó 3 minutos.

Este sistema cuenta con las siguientes ventajas:

- Se puede trabajar desde los pozos de inspección existentes.
- Instalación relativamente rápida.
- Se pueden mejorar las características del flujo.
- No se necesitan reconexiones laterales.

Las limitaciones de aspersión de polímeros presentan las siguientes desventajas:

- Propiedades estructurales a largo plazo sin definir.
- Se requiere curado de la resina.
- Se requiere desvío total del flujo y control de infiltraciones.
- Aplicaciones en espesores uniformes pueden dificultarse.
- Las deformaciones en la tubería existente pueden causar inconvenientes.

Las condiciones de aplicabilidad son las siguientes:

- Diámetros de aplicación: 75 mm a 900 mm ( 3" - 36")
- Material tubería existente: Concreto y gres.
- Material tubería nueva: Resinas epóxicas o poliuretano.
- Longitud de aplicación: 100 m. entre pozos

#### **A.1.1.10. Revestimientos semiestructurales**

Los revestimientos semiestructurales consisten en una estructura hermética en contacto inmediato con la superficie interior de la tubería limpia. Este tipo de revestimiento es utilizado en situaciones que requieren una interrupción mínima para reparar estructuralmente la tubería donde las fugas son aceptables.

##### **f. Close-Fit Pipe (revestimiento expandible o estampado)**

Se refieren al rango de técnicas de renovación de tuberías en las cuales la sección transversal del revestimiento es temporalmente deformada antes de la inserción dentro del conducto a renovar. Posteriormente a la inserción, el revestimiento es restituido a su forma original logrando un ajuste perfecto con la tubería original, minimizando la reducción de la sección transversal de la tubería renovada. En la Figura 20.153 se presentan esquemáticamente los procedimientos de las diferentes técnicas.

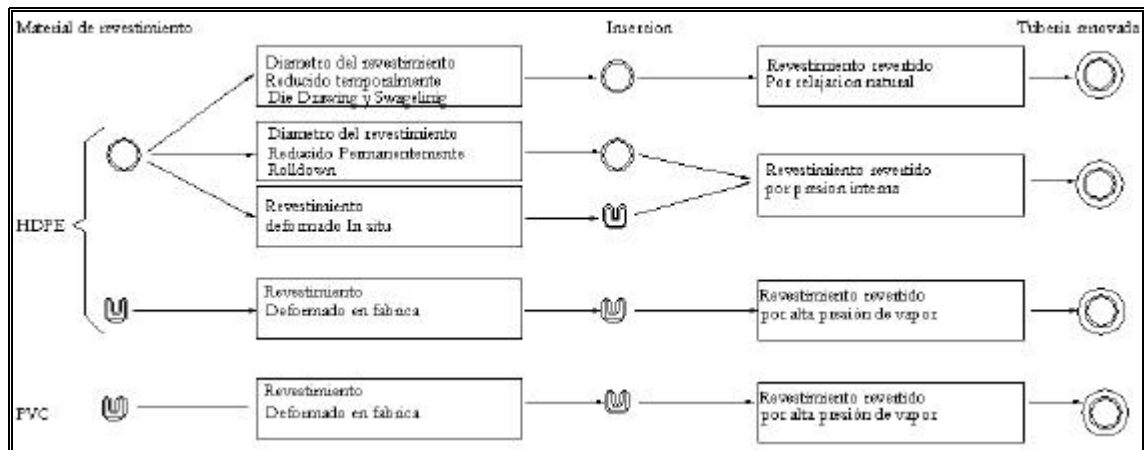


Figura 20.153 Diferentes técnicas de revestimientos estampados

Existen varios sistemas para realizar revestimientos estampados dependiendo del tipo de material, de la sección deformada de la tubería y del proceso de estampado.

Las principales ventajas generales de los métodos de revestimiento estampado son:

- Ajuste perfecto de la tubería original, no creando espacios anulares.
- Generalmente no ocurren ondulaciones del revestimiento.
- La reducción de la sección transversal es mínima.
- Rapidez en la instalación.

Las desventajas de los métodos son las siguientes:

- La tubería a ser renovada debe ser bastante derecha.
- Sólo se pueden usar en secciones circulares.
- Algunas deformaciones y obstrucciones en la tubería existente pueden impedir la colocación del revestimiento, pero se podría subsanar con limpieza previa.

#### i. Métodos Die Drawing y Swagelinig

Cuando la técnica involucra la reducción del diámetro de la tubería por calentamiento previo de la tubería a una temperatura cercana a 100°C, se denomina método swagelinig; cuando la técnica se trabaja a temperatura ambiente el método se denomina más comúnmente como die drawing. En los dos casos, el revestimiento de polietileno es halado a través de un troquel de acero deformador que lo prensa y le reduce su diámetro. El revestimiento es entonces halado dentro del tubo existente, utilizando lubricantes para el desplazamiento cuando se trata del método a temperatura ambiente. El diámetro reducido se mantiene por la tensión aplicada durante el halado y una vez colocado el revestimiento en su posición definitiva, se retira la tensión y por relajación vuelve a su diámetro original.

Las características más importantes son:

- Diámetros de aplicación: 75 mm a 600 mm ( 3" - 24")
- Reducción en diámetro: 6% a 10%
- Material tubería existente: Cualquier material.
- Material tubería nueva: Polietileno.
- Longitud de aplicación: 800 m

### ii. Método Rolldown

En el proceso de rolldown el diámetro del revestimiento es momentáneamente reducido antes de su inserción dentro de la tubería existente, haciéndolo pasar a través de dos rodillos hemisféricos. Este proceso reduce el diámetro del revestimiento en aproximadamente un 10%, incrementando el espesor de sus paredes. Después que el revestimiento es colocado en su sitio se hace recuperar el diámetro del mismo aplicando en su interior agua fría a presión.

A diferencia de los dos métodos anteriores, en este la fuerza del malacate solamente es para el posicionamiento del revestimiento, lo cual permite mayores longitudes de instalación.

El método es aplicable para las siguientes condiciones:

Diámetros de aplicación:	75 mm a 600 mm ( 3" - 24")
Reducción en diámetro:	10%
Material tubería existente:	Cualquier material.
Material tubería nueva:	Polietileno.
Longitud de aplicación:	1,000 m

### iii. Tuberías Deformadas

Una alternativa para reducir el diámetro del revestimiento antes de insertarlo dentro de la tubería existente contar con un revestimiento predeformado. La principal ventaja del método consiste en que la reducción del diámetro lograda con su deformación es hasta del 50% en algunos casos, lo cual significa que la fuerza del malacate para instalar el revestimiento sea muy baja.

Las tuberías pueden ser deformadas en fábrica o en el sitio de instalación.

Cuando la deformación se hace en fábrica el revestimiento es doblado después de que ha sido extraído, luego es enfriado ligeramente y pasado por una herramienta de reformado y posteriormente enfriado totalmente para su almacenamiento. El revestimiento generalmente queda en forma de "U". Una vez instalado en su sitio se le restablece su forma original aplicando vapor a presión, lo cual hace que el calor reblandezca el revestimiento y lo adhiera a las paredes de la tubería original.

Generalmente el material del revestimiento corresponde a polietileno, sin embargo una modalidad de la técnica es trabajar con revestimiento de PVC modificado o termoplástico, a la cual se le denomina Nupipe por su marca. En este proceso el revestimiento es calentado antes de la inserción para hacerlo más flexible, previa colocación de una membrana a prueba de fugas que es pasada dentro de la tubería existente para evitar que el calor sea transferido a sus paredes. Una vez colocado el revestimiento dentro de la membrana, se pasa una herramienta de redondeo que lo expande. El revestimiento en este caso se deja enfriar bajo presión.

Las principales condiciones de aplicación del método de tuberías deformadas en fábrica son:

- Diámetros de aplicación: 100 mm a 400 mm ( 4" - 16")
- Reducción diámetro revest.: 50%
- Material tubería existente: Cualquier material.
- Material tubería nueva: Polietileno y PVC modificado (termoplástico).
- Longitud de aplicación: entre 4" y 6" 1,200 m;

entre 6" y 12" de 100-180 m ( según el tamaño del rollo)

PVC modificado 200 m

Cuando la técnica utiliza el revestimiento deformado en el sitio, éste es pasado a través de rodillos reductores de su diámetro y luego forzado a través de una herramienta dobladora que le da la forma de "U" y mantenido en esa posición por amarre con bandas de polipropileno. Una vez posicionado el revestimiento dentro de la tubería existente, es revertido a su forma original aplicando agua a presión y reventando las bandas para permitir la recuperación de su forma.

Las condiciones de aplicación del método son las siguientes:

- Diámetros de aplicación: 300 mm a 600 mm ( 12" - 24" )
- Reducción diámetro revest.: 40%
- Material tubería existente: Cualquier material
- Material tubería nueva: Polietileno.

g. Woven Hose Lining

Este método está basado en una fibra circular de polietileno tejido la cual es recubierta en una de sus caras con una capa de polietileno para formar una manguera impermeable. Antes de la colocación se esparce una resina adhesiva sobre la cara no recubierta y entonces se coloca el revestimiento por inversión en la tubería a rehabilitar.

Para instalar el revestimiento se acopla un extremo de la manguera impregnada de adhesivo sobre la parte final de la tubería a ser revestida, luego se aplica aire o agua presurizada en el interior del revestimiento con la parte adhesiva hacia abajo, esto hace que el revestimiento sea empujado desdoblándose hacia el interior de la tubería a revestir, el revestimiento se invierte. Por tanto la parte adhesiva ahora queda en contacto con el tubo a revestir. El curado se realiza con agua caliente o vapor. Se pueden salvar curvaturas de más de 90 grados.

h. Cured-in-place Pipe (Curado en sitio)

Corresponde a una técnica de renovación que consiste en la inserción de un tubo flexible de matriz fibrosa, fijada por una resina térmica, que produce un tubo estructural cuando termina el proceso de curado.

El tubo de revestimiento está hecho de dos partes principales, una matriz de fibra que contiene una resina térmica y una capa plástica exterior a la manga que permite un manejo relativamente simple del tubo antes y durante la instalación. La matriz de fibra puede servir a numerosos propósitos, como transporte del sistema de resina o como contenedor de las fibras de refuerzo que permita un revestimiento compuesto para ser instalado.

Previamente a la inserción se deben cerrar las conexiones laterales, remover las obstrucciones y hacer la limpieza de la tubería existente.

El procedimiento más común de instalación es mediante inversión, en el que uno de los extremos del revestimiento es fijado alrededor de un anillo y el revestimiento es insertado dentro de sí mismo en uno de los puntos de acceso, los fabricantes utilizan diferentes sistemas para invertir el revestimiento incluyendo agua, vapor o aire comprimido. Durante la inversión el tubo de revestimiento se desdobra hacia afuera y viaja a través de la tubería, resultando en la superficie interior plástica de la manga cubriendo la superficie interior de la tubería en reparación y poniéndola en contacto con el sistema de

resina. La presión en el tubo invertido hace que la resina impregnada pegue contra la pared del tubo existente y luego se hace el curado con vapor, resultando en una estructura sólida.

Las principales ventajas que se encuentran en el método son:

- Rapidez en la instalación.
- Se pueden utilizar los pozos de inspección existentes para la instalación.
- Las conexiones laterales se pueden reabrir con robot desde el interior.
- Se acomoda a las deformaciones de la tubería existente.
- Las conexiones laterales se pueden renovar en forma similar.
- Pueden ser utilizados varios sistemas de resina.
- No se crean espacios anulares.

Las limitaciones más comunes del método son:

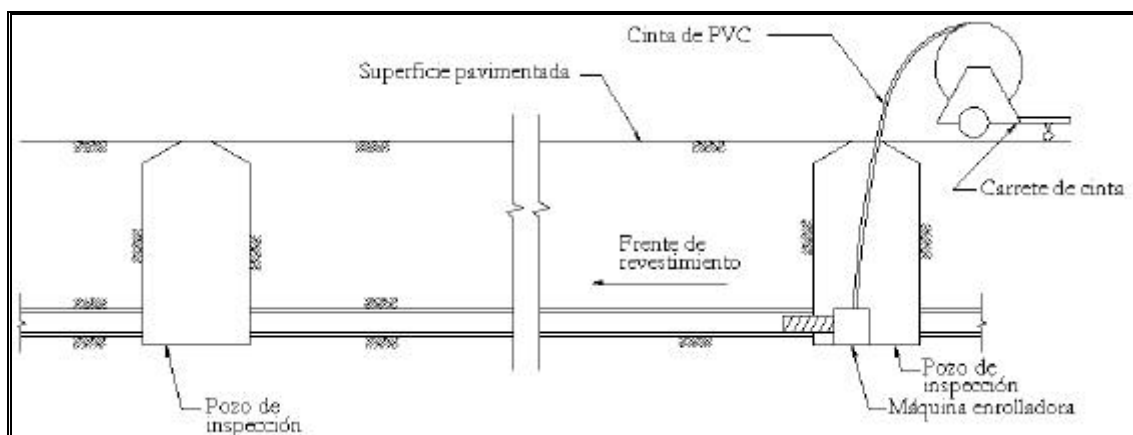
- Reducción de la sección transversal de las tuberías hasta en un 10%.
- Requiere control de infiltraciones.
- Las conexiones laterales pueden requerir sellos.
- Requiere personal entrenado y equipo especializado.
- Alto costo para esquemas pequeños.

Las condiciones para la aplicación del método son:

- Diámetros de aplicación: 75 mm a 2500 mm ( 3" - 98" )
- Material tubería existente: Cualquier material.
- Material tubería nueva: Resinas
- Longitud de aplicación: 750 m máximo

i. Revestimiento en espiral

Consiste en una cinta de plástico rebordeada, la cual es adherida en forma de espiral para formar un tubo continuo de revestimiento dentro de la tubería defectuosa, tal como se muestra en la Figura 20.154. La cinta tiene generalmente los bordes en forma de "T", es pasada a través de una máquina enrolladora que une tales bordes antes de insertar el revestimiento helicoidal formado dentro de la tubería.



*Figura 20.154 Revestimiento en espiral*

El espacio anular entre el revestimiento y la tubería generalmente requiere inyecciones de lechada.

Este tipo de revestimiento ofrece las siguientes ventajas:

- Se pueden instalar grandes longitudes en una operación rápida.
- Se acomoda a curvaturas de gran radio.
- Suministra soporte estructural.
- Se acomoda a cambios de diámetro.

Las limitaciones principales son:

- Sólo se pueden tratar secciones circulares.
- Se requiere personal calificado para el equipo de enrollado.
- Puede requerir excavaciones para conexiones laterales.
- La reducción en la capacidad hidráulica puede ser significativa.
- Requiere de bombeo.

Las características para la aplicación son:

- Diámetros de aplicación: 150 mm a 1000 mm ( 6" - 39")
- Material tubería existente: Cualquiera
- Material tubería nueva: Cintas de PVC

#### **A.1.1.11. Revestimiento Estructural**

Este tipo de revestimiento corresponde a insertar estructuras herméticas y de autososte dentro de la tubería a reparar. El revestimiento estructural se utiliza típicamente en situaciones que requieren interrupciones mínimas y la pérdida de agua es mínima.

##### **j. Tubería continua (Continuous Slip lining)**

Consiste en el revestimiento con una longitud continua de tubos insertados dentro de la tubería existente. El revestimiento se posiciona dentro de la tubería defectuosa halándolo a través de ella en segmentos continuos de tubos. Una punta cónica, atada a un malacate, es ajustada en el extremo frontal de la tubería para protegerla y evitar que se tranque. Usualmente se requiere el relleno con lechada del espacio anular entre la tubería existente y el revestimiento. Después de la inserción del revestimiento y antes de las inyecciones, se deben hacer las conexiones laterales.

Los tramos de tubería pueden ser previamente juntados para formar el revestimiento continuo o juntarse justo antes de la inserción cuando el espacio para almacenamiento de la tubería continua es insuficiente. Las juntas en los tubos pueden ser hechas mecánicamente o por termofusión.

Las mayores ventajas de instalación de revestimiento continuo son:

- Rapidez en la instalación.
- No es requerido un alto grado de destreza para su instalación.
- Varios metros de tubería pueden ser revestidos en una sola operación.
- Los costos pueden ser bastante reducidos con relación al método convencional de excavaciones a cielo abierto.

- El revestimiento puede acomodarse a curvaturas de gran radio.

Las desventajas de este tipo de revestimiento son:

- Reducción de capacidad de la tubería hasta en un 30%.
- Pueden ser requeridas inyecciones de lechada para llenar espacios anulares.
- Requiere excavaciones para las conexiones laterales.
- Una trinchera excavada es necesaria para la entrada de longitudes continuas de la tubería.

La aplicabilidad de la técnica se basa en las siguientes características:

- Diámetros de aplicación: 63 mm a 2500 mm ( 2 ½" - 99")
- Material tubería existente: Cualquier material
- Material tubería nueva: Polietileno, polipropileno
- Longitud de aplicación: 300 m

#### k. Tubos cortos (Discrete Slip Lining)

Esta técnica de renovación de conducciones consiste en la instalación de secciones discontinuas de tubería, más cortas que el tramo a renovar, y que se unen afuera o adentro de la tubería para formar un revestimiento continuo.

Previo a la instalación deberá limpiarse la tubería existente y ser removidas incrustaciones y raíces. Las unidades individuales de revestimiento pueden ser introducidas a través de los pozos de inspección existentes, o cuando sea necesario, por la construcción especial de excavaciones para acceso. Las secciones generalmente son circulares pero el método es aplicable para otro tipo de secciones. Las unidades pueden ser instaladas en diámetros pequeños o en diámetros aptos para acceso de personal.

En el caso de diámetros pequeños las unidades son unidas dentro del pozo de inspección o excavación de acceso e instaladas dentro de la tubería existente, siendo empujadas o haladas. Para el caso de acceso de personal las uniones se hacen en el sitio, una vez posicionadas las unidades. Generalmente se hacen longitudes cortas de revestimiento y se inyectan los espacios anulares, antes de continuar con una próxima sección.

Existen diferentes métodos de instalación de tubos discontinuos que utilizan una gran variedad de materiales y sistemas de juntas.

Las ventajas más sobresalientes del método son:

- Rapidez en la instalación.
- Se acomoda a curvas de gran radio.
- Se puede utilizar en secciones no circulares.

Las principales limitaciones:

- Se requieren inyecciones para los espacios anulares.
- La reducción en la sección transversal puede ser significativa.
- En diámetros pequeños se necesita excavación para las conexiones laterales.
- Para el caso de diámetros en donde hay acceso de personal, los requerimientos de seguridad pueden implicar pozos excavados adicionales.

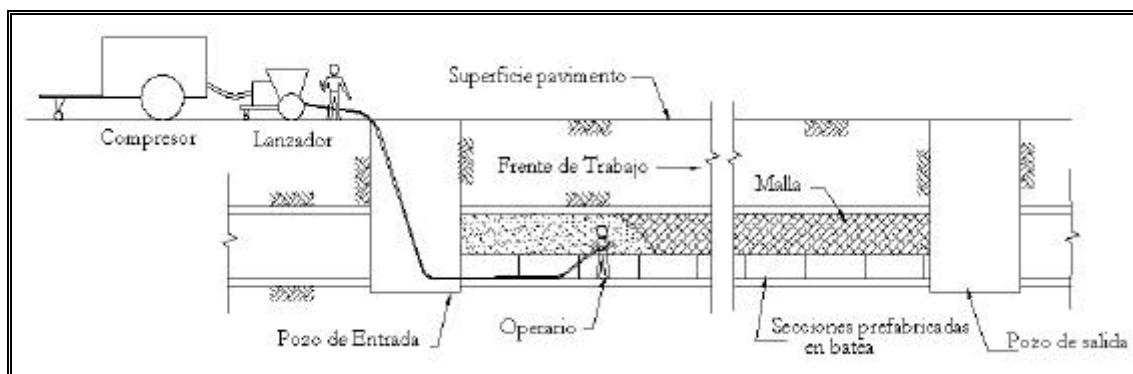
Las condiciones de aplicabilidad son:



- Diámetros de aplicación: a partir de 300 mm (12")
- Material tubería existente: Cualquier material.
- Material tubería nueva: gres, concreto, GRP (plástica reforzada con fibra de vidrio), GRC (concreto reforzado con fibra de vidrio), polietileno y polipropileno.

#### 1. Ferrocemento

Hay dos métodos por los cuales se pueden aplicar revestimientos de ferrocemento en conducciones: aplicándolo en sitio o por colocación de elementos prefabricados. En el primer método se colocan paneles prefabricados en la batea, después se fija una malla a los paneles, alrededor de la tubería, y luego se aplica el mortero de cemento por aspersión en los espacios de la malla, en una o dos capas. Un esquema general de instalación se presenta en la Figura 20.155.



*Figura 20.155 Revestimiento con ferrocemento*

El otro sistema consiste en la producción del material compuesto, esas unidades pueden ser tramos completos de revestimiento, segmentados (discrete lining) o elementos para ser ensamblados en la conducción. Los elementos son introducidos a través de los pozos de inspección, posicionados manualmente y luego inyectados los espacios anulares. El sistema también puede ser aplicado a diámetros pequeños en cuyo caso las unidades se instalan por medio de gatos hidráulicos.

Las principales ventajas son:

- Los flujos pueden ser manejados en algunos casos.
- Se acomoda a variaciones en la sección transversal.
- Las conexiones laterales son relativamente de fácil manejo.

Las desventajas más significativas son:

- Se requiere control de infiltraciones.
- Para el caso de diámetros en donde hay acceso de personal, los requerimientos de seguridad pueden implicar pozos excavados adicionales.
- Se requiere personal altamente calificado.
- La reducción de la sección transversal de la tubería puede ser significativa.

Las principales condiciones de aplicabilidad del método son las siguientes:

- Diámetros de aplicación: Tal que permita la entrada de personal para instalación in-situ.  
900 a 1500 mm (36" a 60") prefabricados.

- Material tubería existente: Mampostería de ladrillo y concreto.
- Material tubería nueva: Ferrocemento.

m. Revestimiento por Segmentos (Segmental Lining)

Es una técnica de renovación que utiliza secciones prefabricadas, ensambladas manualmente dentro la conducción existente. Las secciones constan generalmente de dos partes para ser unidas longitudinal y circunferencialmente, las cuales son introducidas mediante pozos de inspección existentes o excavaciones de acceso, con ayuda de grúas y malacates. Una vez colocadas todas las unidades del revestimiento total se procede con inyecciones de los espacios anulares y con las reconexiones laterales.

Las ventajas ofrecidas por esta técnica son:

- Se acomoda a curvaturas de gran radio.
- Se pueden acomodar segmentos no circulares.
- Se facilitan las conexiones laterales.
- Relativamente no requiere personal altamente calificado.
- Las unidades pueden ser instaladas en condiciones de humedad.

Los mayores inconvenientes o limitaciones:

- Intensiva labor de juntas que hace que los rendimientos disminuyan.
- Requiere condiciones de seguridad para el acceso de personal.
- Reducciones en la sección transversal de la tubería pueden ser significativas.

Las condiciones para aplicar el método son:

- Diámetros de aplicación: Para entrada de personal
- Material tubería existente: Mampostería de ladrillo, concreto y gres.
- Material tubería nueva: GRP (Glass-Reinforced Plastic Pipe), GRC (Galvanized Rigid Steel Conduits), PRC (Polyester resin concrete), concreto convencional.

## 6. COSTOS DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

Los ítem que deben ser considerados para evaluar el costo de cada una de las técnicas de rehabilitación descritas anteriormente de acuerdo con el programa “Trenchless Technology Database” de la ISTT (International Society of Trenchless Technology) corresponden a (Estudio de rehabilitación EAAB):

- Capital de equipo
- Operaciones
- Investigaciones preliminares
- Excavación
- Bombeo
- Reconexiones laterales
- Tuberías nuevas
- Manejo de tráfico
- Materiales
- Limpieza de tuberías existentes

En la Tabla 20.11 se presenta una relación de los costos genéricos a ser tenidos en cuenta en cada una de las técnicas de rehabilitación.

*Tabla 20.11 Partidas genéricas de composición de costos*

PARTIDA DE COSTO		Capital del equipo	Operación	Investigación del sitio	Excavación	Bombeo	Reconexiones	Manejo tránsito	Tubería	Limpieza de Tubería existente	Materiales	Revestimiento
TECNICAS DE REHABILITACION												
1	REEMPLAZO DE TUBERIAS											
1.1	Pipe Bursting											
1.2	Pipe Eating											
2	RENOVACION DE TUBERIAS											
2.1	Revestimientos Estampados											
2.2	Revestimientos CIPP											
2.3	Revestimientos con Tuberías Continuas											
2.4	Revestimientos con Tubos Cortos											
2.5	Ferrocemento											
2.6	Revestimiento por Segmentos											
2.7	Revestimientos en Espiral											
2.8	Revestimientos por Aspersión											
2.9	Revestimientos con Concreto Reforzado											
3	REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO											
3.1	Limpieza con Chorro de Agua a Presión											
3.2	Estabilización Química											
3.3	Reparaciones Localizadas											
4	NUEVAS INSTALACIONES											
4.1	Microtúneles											
4.2	Perforación con Barreno Helicoidal											
4.3	Perforación Dirigida											
4.4	Hincado Horizontal de Tuberías											

Otro componente importante que debe ser tenido en cuenta para todas las técnicas es el de los costos por concepto de impacto ambiental. Sin embargo, la cuantificación de este ítem es un poco más compleja debido a la particularidad de cada proyecto por ejecutar y a la condición de intangibilidad de muchos de los aspectos que involucra como niveles de ruido y polvo, seguridad vehicular y peatonal, inconvenientes a peatones, zonas de parqueo, reorganización de rutas de transporte de servicio público, generación de interferencias en servicios aledaños, daños en vías adyacentes, reducción de afluencia de público a zonas comerciales, efectos paisajísticos de zonas contiguas, etc. La valoración de los costos ambientales deberá reflejarse en cada proyecto principalmente por las acciones de mitigación requeridas para la minimización de las afectaciones causadas.

La gran mayoría de las técnicas de rehabilitación sin excavación de zanjas tienden a la disminución de los impactos mencionados y presentan ésta como la ventaja de mayor validez frente a técnicas tradicionales de excavaciones a cielo abierto.

Aunque para realizar un estudio detallado de los costos que implican los métodos de renovación o instalación de tuberías sin zanja y compararlos con las técnicas tradicionales con zanjas, se requiere de análisis de costos unitarios de los ítem que componen cada actividad, de acuerdo con Zhao y Rajani (2002) en un estudio realizado en Canadá el Microtúneleo es el más costoso con un costo promedio de 9.52 CDN\$/mm/m. En la Tabla 20.12 se presentan los resultados obtenidos para este estudio.

Tabla 20.12

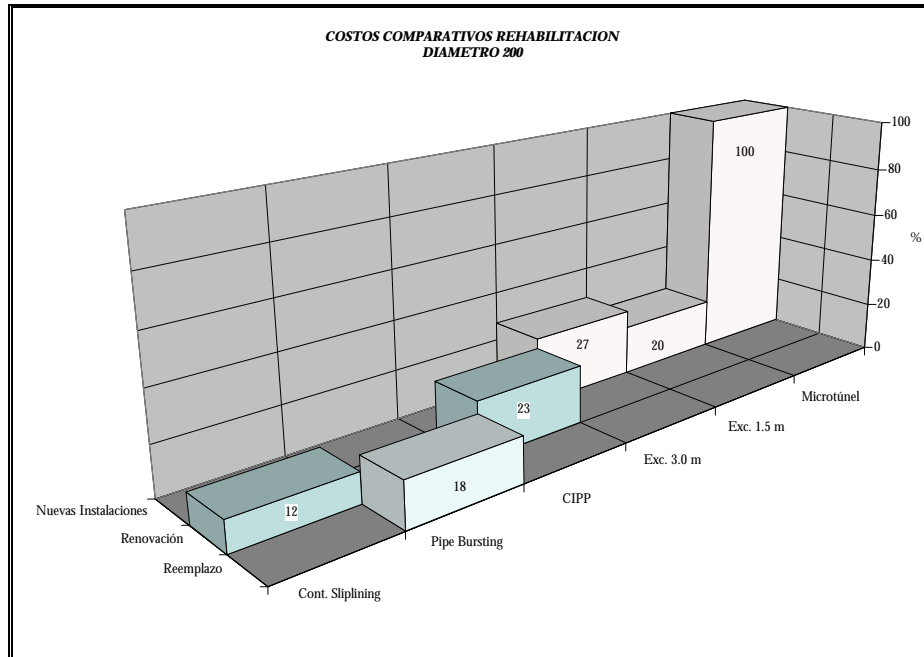
Método	Costo promedio (\$/mm/m)	Diámetro (mm)				#Datos Muestra
		Pequeño (=300)	Medio (330 - 940)	Grande (960 - 1830)	Muy Grande (> 1830)	
		(\$/m)	(\$/m)	(\$/m)	(\$/m)	
Microtúneleo	9.52	2614	4770	15399	46898	51
Túneles	3.74	-	1962	7093	7969	24
Curado en sitio	1.38	299	531	2654	-	39
Perforaciones Horizontales	2.97	265	1791	6239	-	10
Revestimiento con tubería continua	1.38	231	988	2441	2567	16
Pipe Bursting	2.20	726	1165	-	-	11
Pipe Jacking	4.29	-	-	7540	9515	6
Relining	0.95	295	-	-	-	6
Zanja a cielo abierto	3.85	609	2314	225	-	14

Nota: los precios están expresados en dólares canadienses a 2001. \$ CDN . \$US 1 = \$1.48 CDN.

En el estudio de rehabilitación de alcantarillado de Bogotá, se presenta un estudio comparativo entre diferentes métodos sin zanja incluyendo la metodología tradicional de excavación de zanjas para diámetros de entre 200mm (8") y 1800mm (72"). El análisis se fundamenta en la información del programa "Trenchless Technology Database", el cual utilizó distintas fuentes y equiparó los costos a un mismo nivel de precios de enero de 1996. Para los propósitos de comparación se estimaron los valores disponibles de cada técnica considerada y se expresaron en términos de porcentaje con relación a la técnica de mayor costo. Los principales componentes de los costos tenidos en cuenta para cada técnica corresponden a los indicados en la Tabla 20.11 y el único elemento de impacto urbano considerado es el relacionado con el manejo de tráfico. En las Figuras 20.10 a 20.24 se presentan las variaciones relativas entre diferentes técnicas por cada diámetro.

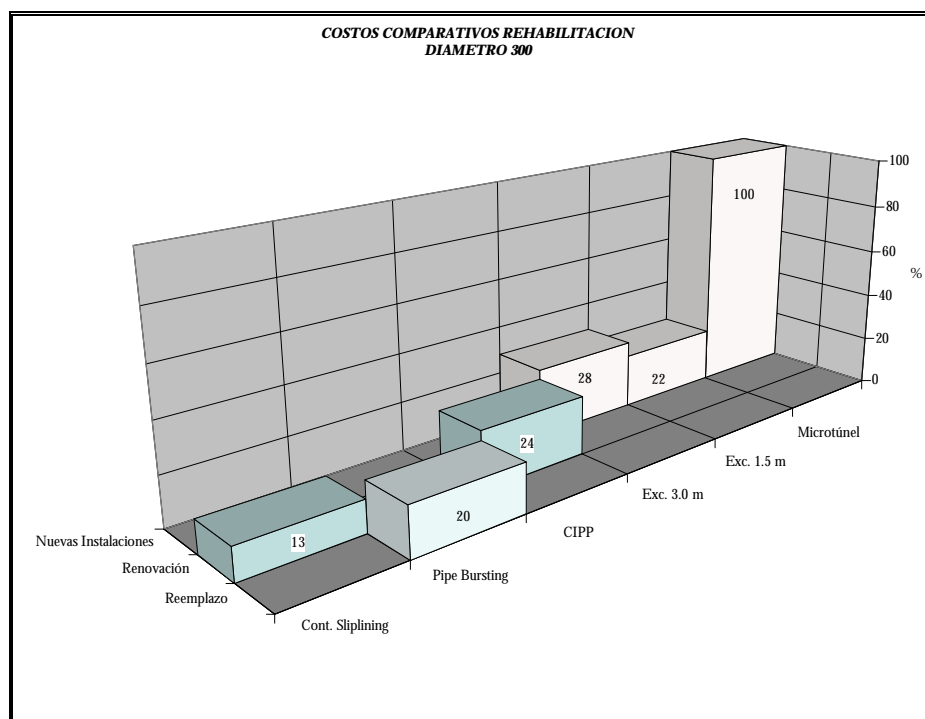
Para la tubería de 200 mm (8") se observa que para el caso de nuevas instalaciones hay bastante diferencia entre el microtúnel y las excavaciones a cielo abierto, que en promedio corresponden a un 24% del primero. Para un análisis puntual el costo del equipo utilizado en microtúnel es demasiado alto y prima sobre los costos totales. En el caso de renovación son mucho más competitivas las técnicas de CIPP y tubería continua frente a las excavaciones a cielo abierto aún si hacer consideraciones de tipo ambiental. En el caso de reemplazo de tuberías solo se cuenta con datos de la técnica de Pipe Bursting, que también parece ser bastante competitiva frente a las excavaciones a cielo abierto y teniendo en

cuenta que el Pipe eating se basa en microtúneles también es mucho más competitiva. Los resultados son mostrados en la Figura 20.156.

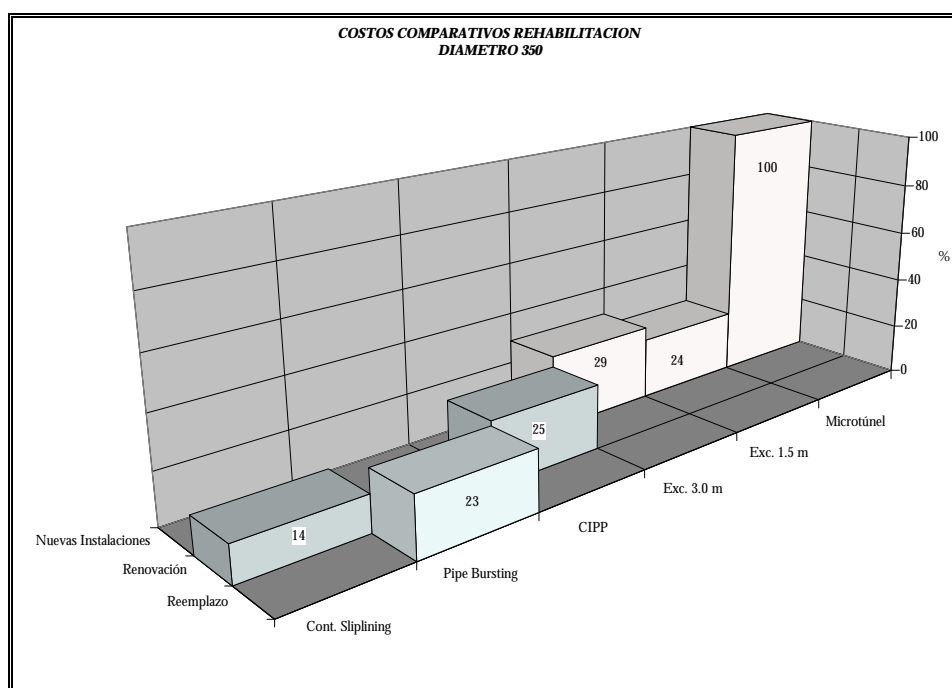


*Figura 20.156 Costos comparativos para tubería de 200mm*

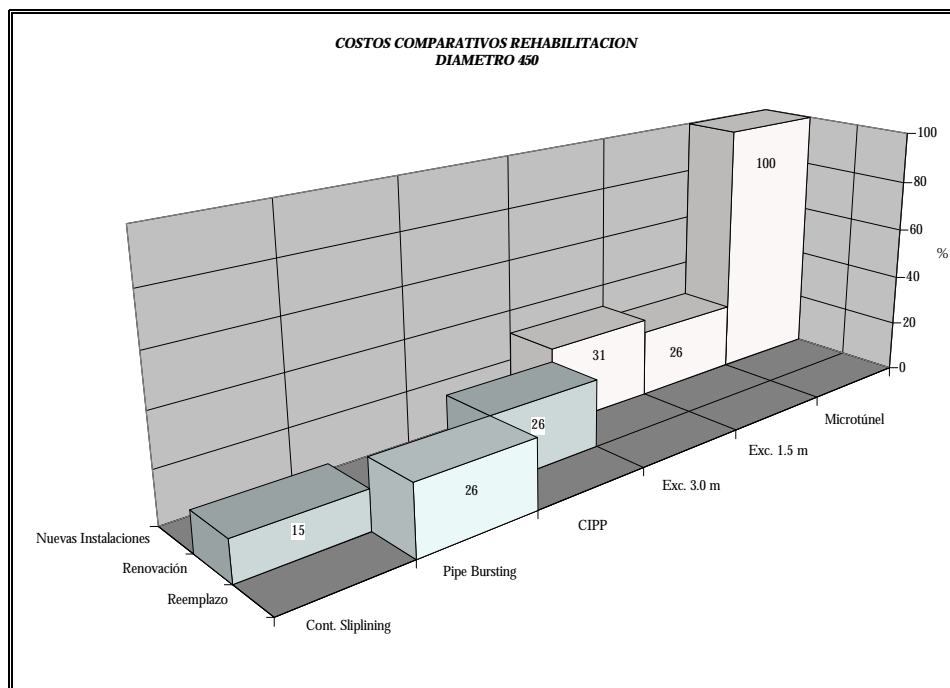
En el caso de tuberías de entre 300mm (12") y 550mm (21") se presentan consideraciones similares a las observadas para el caso de 200 mm, es decir la ventaja de las excavaciones a cielo abierto frente al microtúnel para el caso de las nuevas instalaciones y las ventajas de las técnicas sin zanja para el caso de renovaciones y reemplazo. Se nota un aumento del costo a medida que aumenta el diámetro de las tuberías pero cuyo orden de magnitud no es muy significativo con respecto al microtúnel, en las Figuras 20.11 a 20.14 se presentan los resultados.



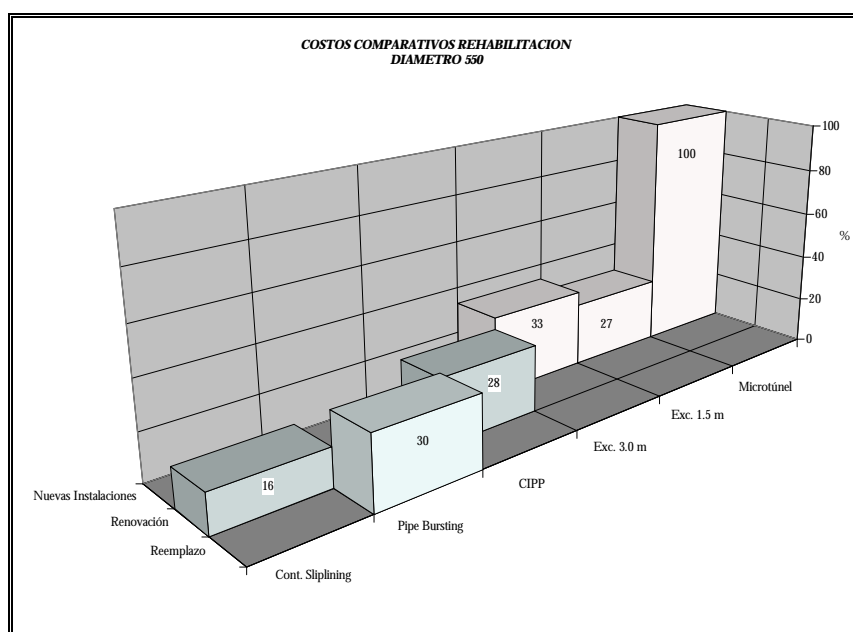
*Figura 20.157 Costos comparativos para tubería de 300mm*



*Figura 20.158 Costos comparativos para tubería de 350mm*



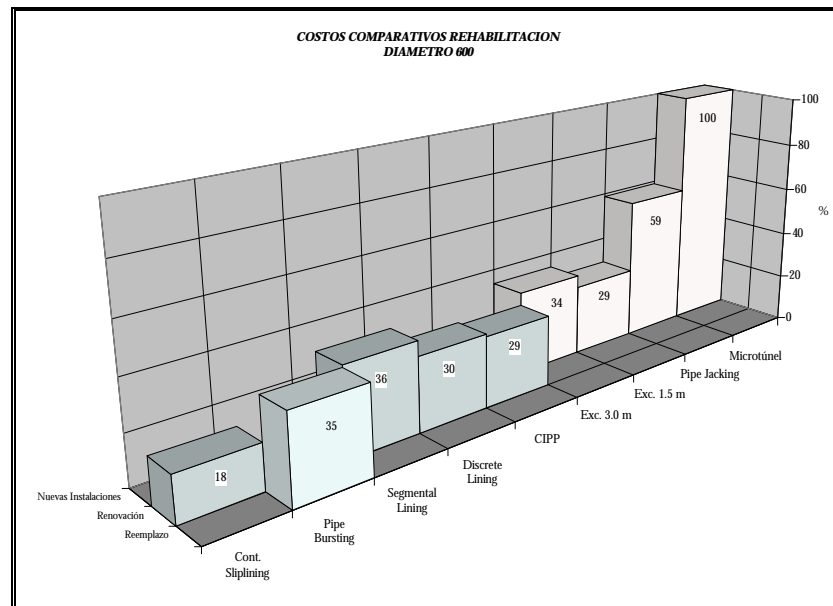
*Figura 20.159 Costos comparativos para tubería de 450mm*



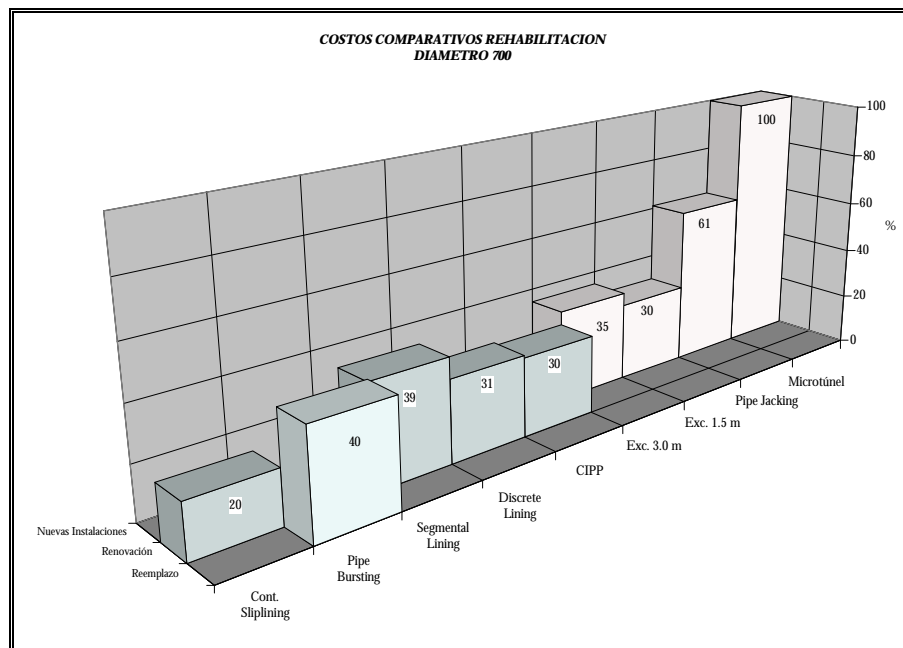
*Figura 20.160 Costos comparativos para tubería de 550mm*

Para tuberías de diámetros entre 600mm (24") y 750mm (30") se tiene información adicional de costos relativos de otras técnicas, tal como se aprecia en las Figuras 20.15 a 20.17. En general, se observa que aún para estos diámetros existe un costo relativo bastante menor de excavaciones a cielo abierto frente a las técnicas de microtunelaje y que las técnicas para renovación, incluyendo las de revestimiento con tubos cortos y por segmentos, siguen siendo competitivas entre sí con el método tradicional de apertura de zanjas, con ventaja relativa del método de tubería continua (continuous sliplining). Para el caso del reemplazo de tuberías se nota el crecimiento más acelerado del costo relativo del

método Pipe Bursting frente a las técnicas de apertura de zanjas y ello básicamente se debe a que aumenta el costo del capital del equipo rompedor requerido, el cual depende del diámetro en cuestión.

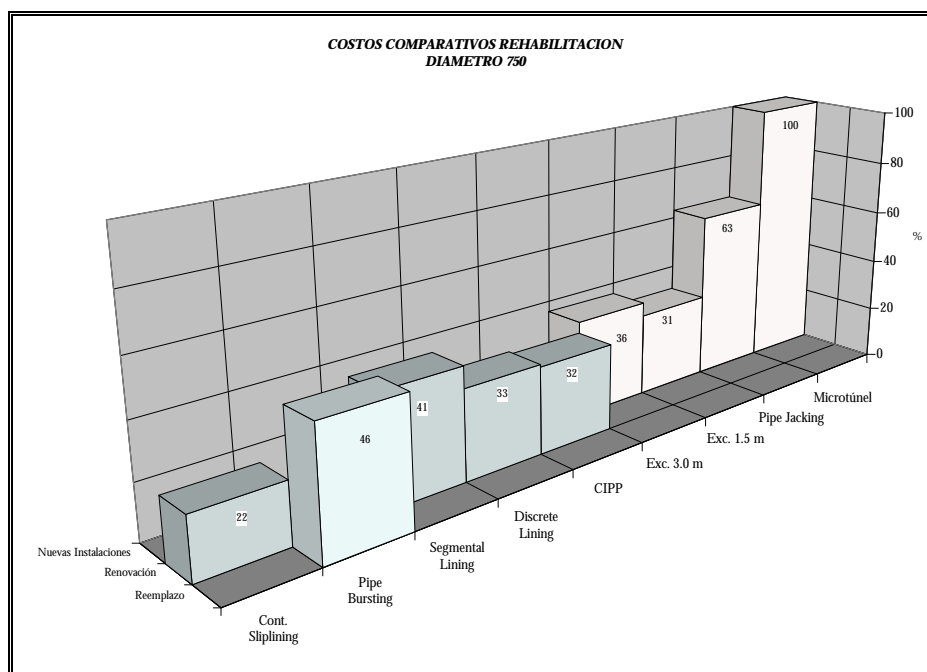


*Figura 20.161 Costos comparativos para tubería de 600mm*



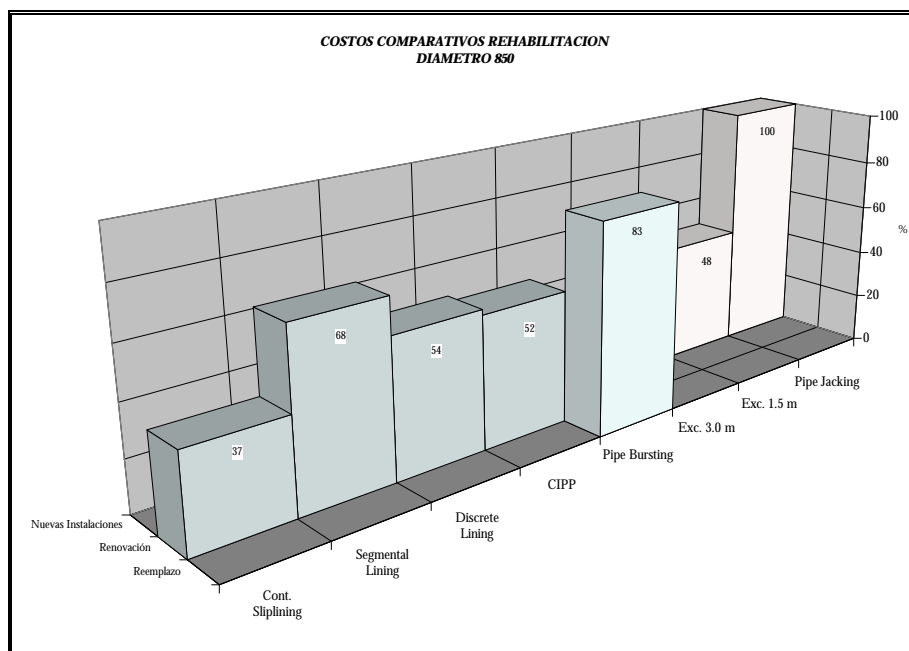
*Figura 20.162 Costos comparativos para tubería de 700mm*



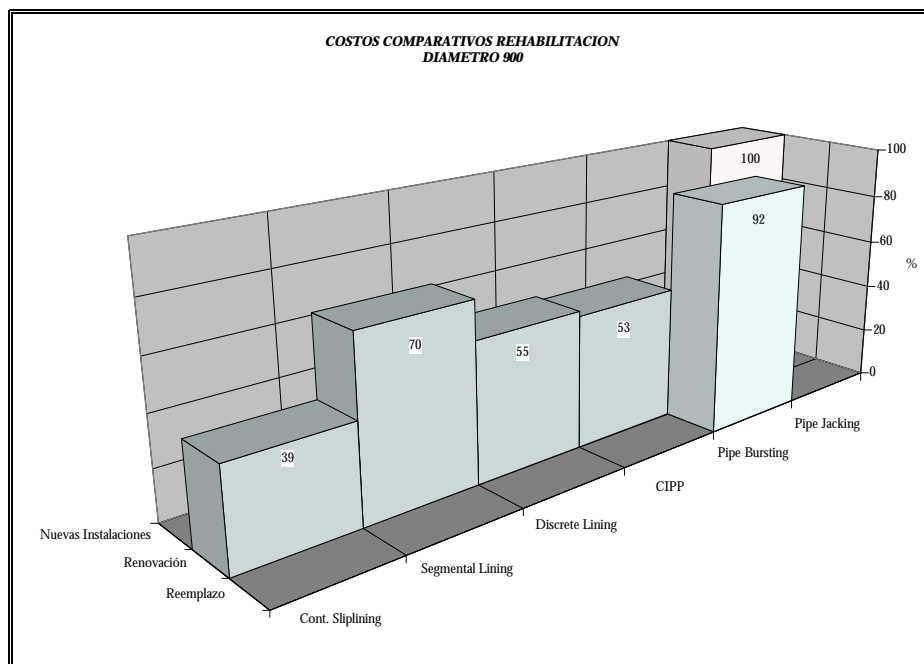


*Figura 20.163 Costos comparativos para tubería de 750mm*

En los diámetros de 850mm (33") y 900mm (36") el costo comparativo entre los métodos de nuevas instalaciones indica que por microtunelaje el costo corresponde al doble del de excavaciones a cielo abierto. Igualmente, en el caso de reemplazo de tuberías por el método de Pipe Bursting se observa que su costo relativo se vuelve casi de la misma magnitud al de microtunelaje por método Pipe Jacking, lo que lo volvería desventajoso frente a la apertura de zanjas. Ver Figura 20.164 y Figura 20.165.

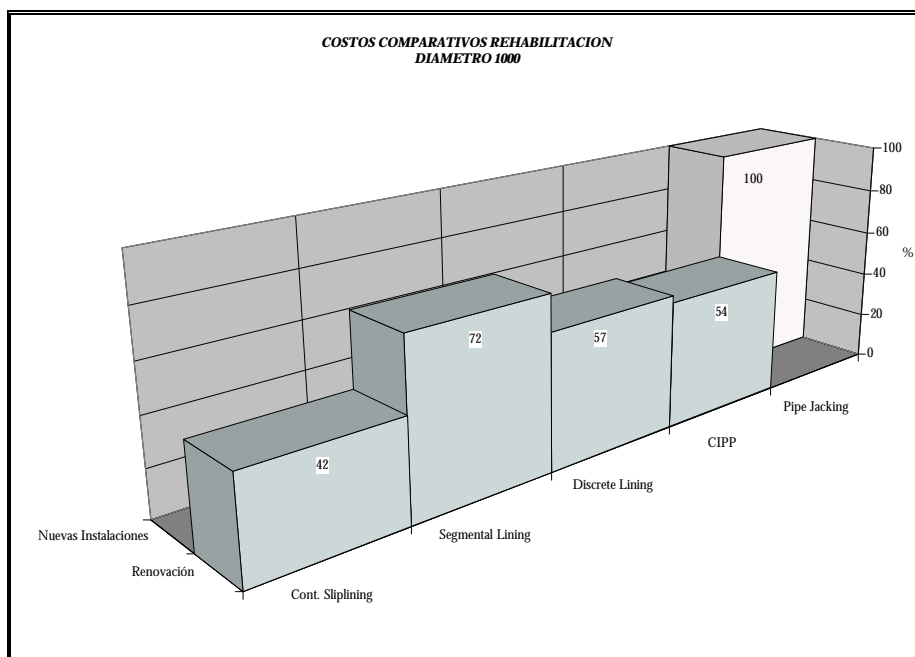


*Figura 20.164 Costos comparativos para tubería de 850mm*

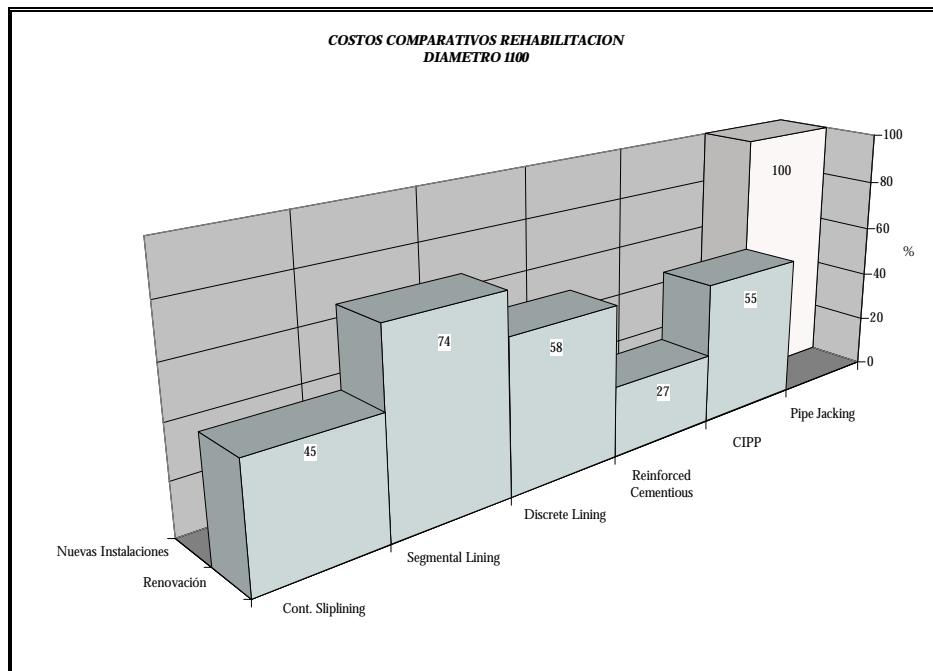


*Figura 20.165 Costos comparativos para tubería de 900mm*

Para los diámetros de 1000mm (39") a 1100mm (42"), en la Figura 20.166 y Figura 20.167 se presentan los costos relativos entre la técnica de microtunelaje para nuevas instalaciones y diferentes técnicas de renovación de tuberías, en donde se observa aún el menor costo de las últimas frente a la primera. De todas formas también se aprecia el crecimiento acelerado que presentan los costos de las técnicas de renovación con el aumento del diámetro de la tubería. Dentro de las técnicas de renovación las que sigue presentando costos relativos más bajos son las del método de tuberías continuas.

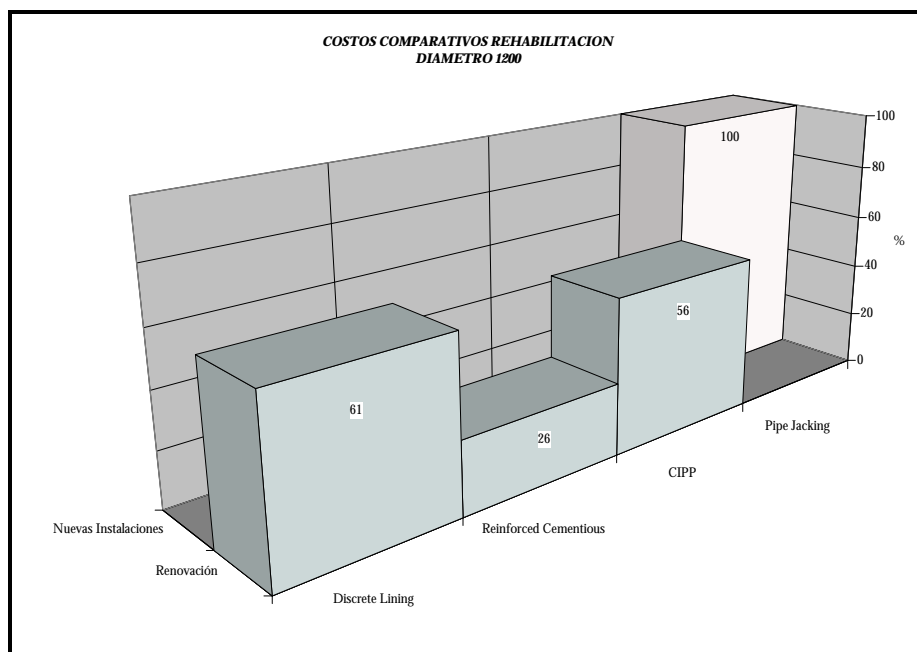


*Figura 20.166 Costos comparativos para tubería de 1000mm*

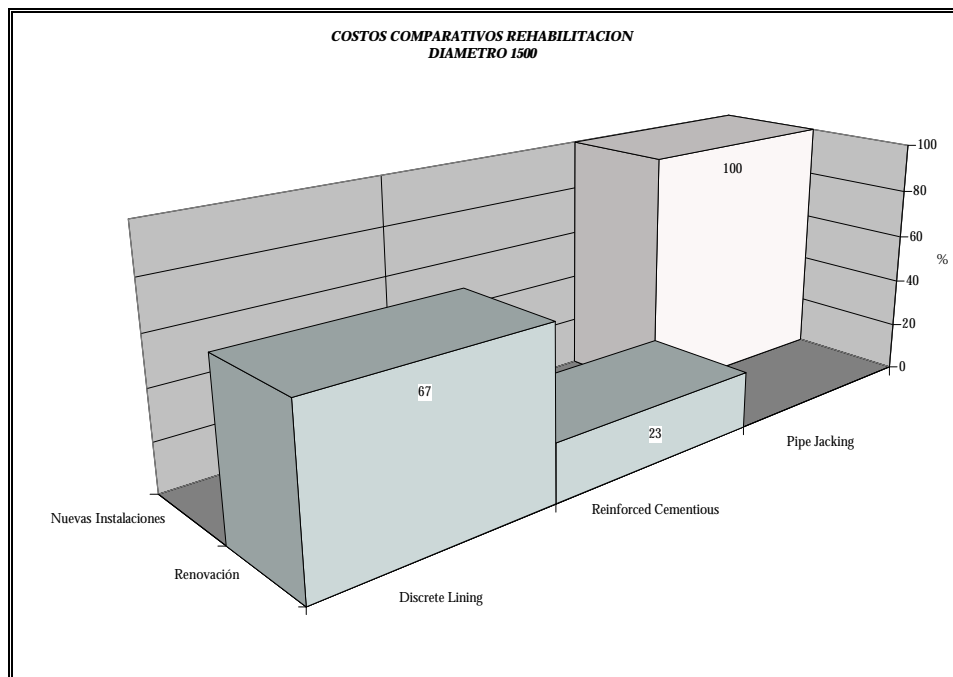


*Figura 20.167 Costos comparativos para tubería de 1100mm*

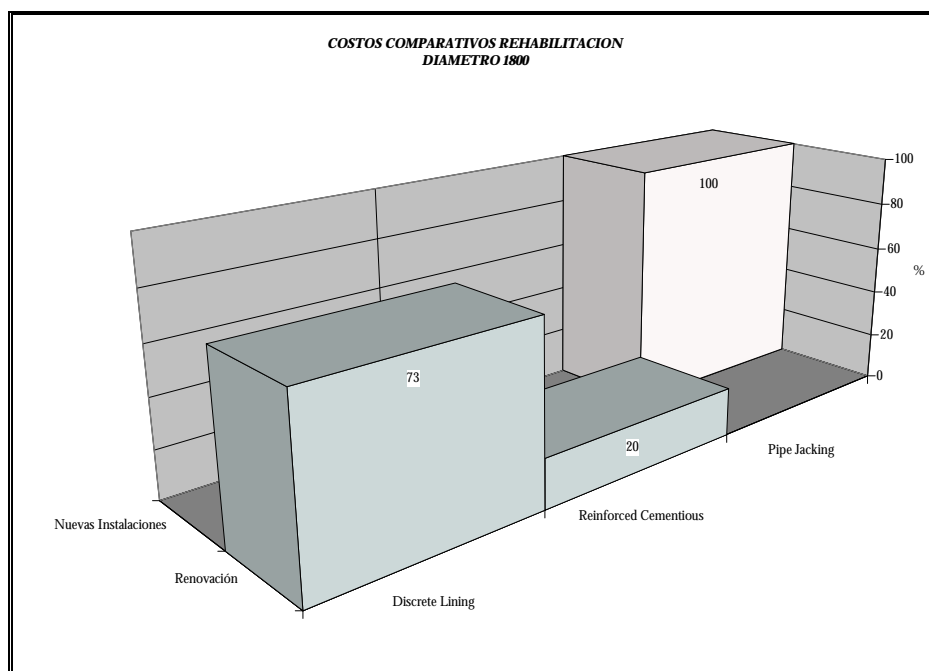
A partir de 1200mm (48") se considera que puede haber acceso de personal para la rehabilitación de tubería. En las figuras 20.22 a 20.24 se presentan los costos comparativos para la técnica de microtunelaje y para las técnicas de renovación por tubos cortos y por concreto reforzado. Es importante observar que el costo de microtunelaje sigue siendo el mayor pero que la técnica de renovación con tubos cortos incrementa con el aumento del diámetro mientras que el costo relativo del revestimiento con concreto reforzado empieza a ser menor cuando el diámetro crece, lo cual hace que esta técnica se torne de amplia consideración dentro de un proyecto de renovación.



*Figura 20.168 Costos comparativos para tubería de 1200mm*



*Figura 20.169 Costos comparativos para tubería de 1500mm*



*Figura 20.170 Costos comparativos para tubería de 1800mm*

7.

## 8. INVESTIGACIONES: ESTADO DEL ARTE

El objetivo primario de un esquema de mantenimiento de red de distribución es mantener o mejorar la fiabilidad del sistema y la regularidad de la operación. El mantenimiento básicamente está formado por la rehabilitación, reparación y renovación del sistema. Muchas políticas de mantenimiento combinan el tomar decisiones de renovación después de una o más fallas con programas de reemplazo de tuberías basándose en juicios técnicos y conocimiento del sistema. Para ampliar la toma de decisiones en el mantenimiento, es necesario mejorar el conocimiento y la comprensión del proceso de deterioración y la evolución de fallas en las conducciones de agua, para desarrollar modelos predictivos apropiados que puedan asistir el proceso de toma de decisiones.

En la actualidad las investigaciones relacionadas con la planificación y rehabilitación de las redes de abastecimiento, teniendo en cuenta que lo que corresponde a las técnicas propias de la obra de ingeniería civil están más que bien definidas, y a que la modelación física y mecánica de la red, aunque es científicamente más robusta no siempre es posible debido a la falta y costo que implica la obtención de datos para tener un conocimiento real del funcionamiento de la red, se centran en encontrar modelos que permitan definir en que momento y que parte de la red es necesaria rehabilitar (teniendo en cuenta principalmente factores y mecanismos de calidad del agua, capacidad hidráulica, funcionamiento y comportamiento estructural, rotura de tuberías, fiabilidad de la red, y procesos económicos y de toma de decisiones) ya sea utilizando modelos estadísticos clásicos o la incorporación de técnicas más novedosas como las llamadas “*Data Mining*” o “*Machine Learning*” (Savic, 1999).

Los planes de mantenimiento se dividen en planes a corto plazo (1-2 años) y largo plazo (más de 5 años). Los planes a largo plazo estiman los costos totales anuales proyectados con base en periodos de vida estimados para los activos y tasas anuales de renovación en porcentaje. Esto garantiza que la edad promedio de reemplazo de una tubería sea igual a su periodo de vida estimada. Los planes a corto plazo son realizados sobre bases anuales, están enfocados hacia la necesidad de reemplazar elementos individuales manteniendo las estimaciones de costos anuales.

En Kleiner y Rajani (2001) se presenta una revisión de modelos estadísticos que han sido propuestos en la literatura científica para explicar, cuantificar y predecir la rotura o fallas estructurales en la tubería. Los métodos estadísticos para predecir la rotura de las conducciones de agua utilizan datos históricos de fallas anteriores para identificar patrones de rotura de tubería. Estos patrones se asumen como continuos en el tiempo para estimar tasas o probabilidades de roturas o fallas en las conducciones.

El ciclo de vida de una tubería típica enterrada es comúnmente descrito por la conocida “*curva de la bañera (bathtub curve)*”, mostrada en la Figura 20.171, la cual presenta la tasa de ocurrencia de fallo de una unidad reparable contra su periodo de vida en años. La figura describe tres fases, la primera corresponde al periodo justo después de la instalación en la cual se pueden presentar fallos debido a deficiencias en la instalación o el material, luego el conducto entra a una segunda fase en la cual se presentan pequeñas frecuencias de fallos debidos a fenómenos aleatorios tal como sobrecargas, interferencias de terceras partes y luego se ingresa a una tercera fase en la cual se incrementan las fallas debido al desgaste y la edad de la tubería.

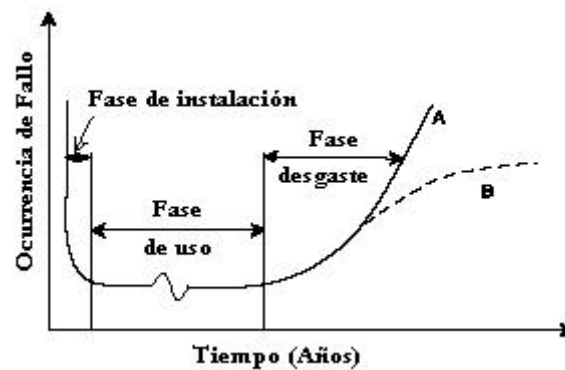


Figura 20.171 Curva de la bañera del ciclo de vida de una tubería enterrada

En este artículo se describen tres tipos de modelos estadísticos clasificados como determinísticos, multivariados, y modelos de variables singulares aplicados a datos agrupados. Los modelos determinísticos estiman las tasas de rotura haciendo uso de dos o tres parámetros basándose en la edad y la historia de roturas. Los modelos probabilísticos multivariantes pueden considerar explícita y cuantitativamente muchas de las covariantes en el análisis. Los modelos que utilizan procesos probabilísticos en datos agrupados para derivar probabilidades de esperanza de vida, probabilidad de roturas y análisis probabilísticos de fenómenos de roturas en grupo se denominan procesos probabilísticos de variables singulares para procesamiento en grupo.

Los modelos determinísticos están basados en la variable tiempo ya sea en forma exponencial o lineal, de forma genérica representados por la siguiente ecuación para el caso de los modelos exponenciales.

$$N(t) = N(t_0) e^{A(t+g)}$$

donde:  $t$  = lapso de tiempo en años

$N(t)$  = número de roturas por unidad de longitud por año

$g$  = edad del tubo

$A$  = Coeficiente de crecimiento de la tasa de roturas

Y los modelos lineales se representan genéricamente por:

$$N = K_0 \text{ Edad}$$

donde:  $N$  = Número de roturas por año

$K_0$  = Parámetro de regresión

Actualmente se está haciendo uso de técnicas vanguardistas para el manejo de datos con lo que se ha denominado *Data Mining* "Minerías de datos" cuyo objetivo es la búsqueda de patrones válidos, novedosos, potencialmente útiles y finalmente comprensibles en los datos. Babovic et al. presentan dos de estas técnicas para el análisis del riesgo de rotura de tubería en una red de distribución, cuyo objetivo es la aproximación por minería de datos a la modelación y gestión de los activos de los sistemas de suministro de agua; la red de tubería de una ciudad y todos los componentes asociados con esta red (válvulas, bombas, reservorios, etc.) constituyen los activos de un suministro de agua, y como cualquier otro activo, es importante invertir en su mantenimiento para que cumplan con su tarea.

La motivación de este trabajo se produjo debido a la política implementada en la ciudad de Copenhague (Dinamarca), en los años 80 de reemplazar un 1% de longitud de la

tubería de la red de abastecimiento de agua por año debido a razones económicas, pérdidas de agua, capacidad, calidad del agua, reclamaciones y compensaciones, cooperación en trabajos de construcción y visión a largo plazo.

El trabajo presenta dos técnicas de minería de datos para el análisis del riesgo de rotura de tubos en una red de suministro. Las técnicas utilizadas son los modelos de punteo y las redes bayesianas.

El modelo de punteo une casos que presentan un comportamiento similar. Esto se lleva a cabo asignando un puntaje (un valor entre 0 y 100) a cada caso y agrupando casos en clases de puntajes similares, los operadores utilizados son binarios no lineales y la búsqueda del mejor modelo se realiza utilizando algoritmos genéticos.

Las redes bayesianas amplían el concepto de los modelos determinísticos tomando en cuenta las incertidumbres. Las salidas y las entradas no son declaradas como variables fijas sino como distribuciones de probabilidad.

Una red Bayesiana es una red con arcos directos y no ciclos. Los nodos (puntos de arco) representan variables random y decisiones. Los puntos de arco en variables random indican dependencia probabilística, mientras que los puntos de arco en decisiones especifican la información disponible en el periodo de decisión.

La red Bayesiana es alimentada con parámetros acerca del tubo, del suelo y de la presión dentro del tubo como “inputs”. Como “output”, el modelo produce un estimativo de la historia del tubo y el valor de las funciones de los tres estados límite; esfuerzo circunferencial, esfuerzo de corte y el estado límite de fatiga.

La técnica empleada para finalizar el modelo del proceso de rotura son los árboles de clasificación.

La estrategia utilizada en el modelo de puntaje es primero construir un modelo que separe casos que tengan baja probabilidad de rotura de aquellos que presentan incertidumbre de rotura y luego construir un modelo con el resultado del modelo de incertidumbre.

Los resultados obtenidos con el modelo de puntaje presentan que aun cuando la edad esta entre las variables utilizadas por el modelo, su poder de predicción es relativamente bajo. El mejor estimador de predicción para la primera partición (casos con baja probabilidad de rotura), es la longitud del tubo, a mayor longitud mayor número de roturas. Otro elemento de predicción utilizado fue el inicio o comienzo, es decir el número de la casa donde el tubo inicia, la cual no parece ser una relación obvia pero el modelo es más sensible a esta variable que a la edad del tubo.

El análisis de sensibilidad del modelo refinado (modelo de incertidumbres), toma como elemento de predicción principal el número de roturas en el modelo anterior, parece más probable que un tubo que se ha roto anteriormente se vuelva a romper. El segundo elemento de predicción es el momento en que se toma la “instantánea”, el cual tiene que ver con el instante en el tiempo (año, mes, día, hora), este elemento de predicción es un indicador de que en algunos periodos existe más probabilidad de rotura que en otros.

Los modelos de puntaje proveen un método para ordenar los tubos de acuerdo a su riesgo de rotura, lo cual es necesario para presentar un esquema de rehabilitación de la red. La calidad del modelo depende de la calidad de los datos utilizados. La fuerza de los modelos de puntaje radica en encontrar relaciones entre variables que no son obvias para la mente humana.

Watson presenta una metodología basada en sistemas de soporte a la decisión por redes Bayesianas para la identificación y valoración de políticas eficientes del manejo de

activos de las redes de distribución. Como investigaciones anteriores al tema, presenta los métodos de análisis de supervivencia, modelos agregados de regresión y modelos probabilísticos predictivos.

Dandy en el 2001, presenta la habilidad de los algoritmos genéticos para identificar y programar los reemplazos de tubería requeridos en un sistema de distribución de agua deteriorado. Los algoritmos genéticos son técnicas de optimización que semejan los procesos propio de la naturaleza tales como la selección, cruzamiento y mutación para combinar individuos (en este caso las variables tomadas, por ejemplo diámetros), y luego de repetir el proceso varias veces (generaciones) encontrar la convergencia esperada.

## 9. CONCLUSIONES

La gestión óptima de los sistemas de abastecimiento de agua potable, y por tanto las empresas encargadas de su operación y mantenimiento deben establecer programas de rehabilitación del sistema, ya que con estos conllevan a una política de manejo estructurada en cuanto tiene que ver con la integridad de la red, salvando los costos que implican políticas de gestión no óptima de los activos del sistema.

Cómo conclusiones generales de la información contenida en este texto, se puede decir:

- La técnica o técnicas apropiadas de rehabilitación de una tubería del sistema de abastecimiento, dependerá del tipo de falla y de su correcto diagnóstico.
- El análisis de costos presentados en este documento, es un indicativo de comparación entre diferentes técnicas, pero en ningún caso debe tomarse como valor unitario para la determinación de una técnica específica. Cada proyecto tendrá sus propias características, pero lo que sí se puede resaltar es la competitividad de las técnicas de rehabilitación sin zanja frente a las tradicionales.
- La aplicabilidad de metodologías cuyos costos de capital de equipos correspondan a porcentajes altos dentro de la composición de costos de una técnica determinada, debe ser analizada desde la óptica de la magnitud del proyecto y de la cantidad de otros proyectos diferentes que puedan requerir el mismo método. Es el caso de la técnica de microtúnel que se puede volver bastante competitiva cuando la utilización de sus equipos se pueda optimizar a través de varios proyectos.



## 10. BIBLIOGRAFÍA

- Babovic, V.; Drécourt, J.P.; Keijzer, M.; Hansen, P.F. (2000). Modelling of Water Supply Assets: A Data Mining Approach, D2K Technical Report 1000-1, 2000, February 6, 2001, 40pp.
- Dandy, B.C.; Engelhardt, M. (2001). Optimal scheduling of water pipe replacement using genetic algorithms, *Journal of water resources planning and management*, July – August 2001, pp. 214-223.
- Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB), (1999). Estudio para la rehabilitación del sistema de alcantarillado de Bogotá, Informe Técnico IT-11, Consorcio GRUCON-IEH-SOPRIN, Bogotá- Colombia, 1999.
- Kleiner, Y.; Rajani, B. (2001). Comprehensive review of structural deterioration of water mains : statistical models, *Urban Water*, Volume 3, Number 3, 2001 pp. 131-150.
- Kleiner, Y. (2001). Scheduling inspection and renewal of large infrastructure assets, *Journal of infrastructure systems*, Vol. 7, No. 4, December 2001, pp. 136 – 143.
- Kleiner, Y. (2001). Optimal scheduling of rehabilitation and inspection/condition assessment in large buried pipes, 4<sup>th</sup> International Conference on Water Pipeline Systems – Managing Pipeline assets in an Evolving Market, 2001, pp. 181 – 197.
- O'Day, D.K.; Weiss, R.; Chiavari, S.; Blair, D. (1994). Water main Evaluation for Rehabilitation/Replacement, American Water Work association AWWA – United States Environmental Protection Agency EPA, 1994, 182pp.
- Rajani, B.; Kleiner, Y. (2001). Comprehensive review of structural deterioration of water mains : physically based models, *Urban Water*, Volume 3, Number 3, 2001 pp. 151-164.
- Savic, D.A.; Walters, G.A. (1999). Hydroinformatics, data mining and maintenance of UK Water Networks, *Journal of Anti-Corrosion methods and materials*, Vol. 44, No. 6, pp. 415-425.
- Smith, L.A.; Fields, K.A.; Chen, A.C.S.; Tafuri, A.N. (2000). Options for Leak and Break Detection and Repair of Drinking Water Systems, Battelle Press, 2000, 163 pp.
- Watson, T.; Christian, C.; Manson, A.; Smith, M.; Myers, R. (2002). Bayesian-based decision support for water distribution systems, In fifth International Conference on Hydroinformatics, Cardiff University, UK, 1 – 5 July 2002.
- Watson, T.; Christian, C. (2001). Maintenance of water distribution systems, Proceedings of the 36<sup>th</sup> annual conference of the operational research society of New Zealand, University of Canterbury, New Zealand, 30 November – 1 December, 2001, pp. 57-66.
- Zhao, J.Q.; Rajani, B. (2002). Construction and Rehabilitation Costs for Buried Pipe with a Focus on Trenchless Technologies, Research Report No. 101, Institute for Research in Construction, National Research Council Canada, June 2002, Ottawa Canada, 37pp.