

ELEVACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUAS PARA UNA COMUNIDAD DE REGANTES

ÍNDICE

	<u>Pág.</u>
Resumen / Resum / Summary	2
1. Introducción. Justificación de la actuación	3
2. Plan general de obras	4
3. Sucinta descripción de las obras e instalaciones	5
3.1. Pozo	5
3.1.1. Perforación	5
3.1.2. Electrificación	5
3.1.3. Instalación de bombeo	7
3.1.4. Golpe de ariete en el interior del pozo.....	9
3.2. Tubería de impulsión	10
3.3. Tubería al depósito existente	14
3.4. Piezas especiales.....	15
3.5. Anclajes de las tuberías	15
3.6. Espesor de las tuberías.....	15
3.7. Depósito de agua	17
3.7.1. Descripción de la obra.....	17
3.7.2. Cálculo del vertedero-rebosadero	19
4. Defensa contra el golpe de ariete	20
4.1. Generalidades	20
4.2. Cálculo de los calderines hidroneumáticos antiariete.....	23
4.2.1. Datos básicos	23
4.2.2. Cálculo del volumen de los calderines	23
4.2.3. Justificación por la velocidad de la impulsión	24
4.3. Otras sobrepresiones accidentales	25
4.4. Otros datos de interés	28
5. Distribución del agua a las parcelas de cultivo	29
6. Conclusiones	32
Anejo de material complementario	34
Referencias bibliográficas y fondos documentales.....	39
Relación de figuras / Relación de tablas	40

RESUMEN

El año 1983 el Ingeniero autor del presenta Artículo, por encargo de una Comunidad de Regantes de Tortosa (Tarragona), desarrolló en fases sucesivas un proyecto de elevación y distribución de agua para el abastecimiento de su zona regable que comprendía la perforación de un pozo con sus mecanismos de electrificación y bombeo, la construcción de un depósito cubierto de hormigón armado, la conexión con otro depósito existente, la red de tuberías de impulsión y reparto, anclajes, piezas especiales y automatismos correspondientes. En este Artículo se explican sucintamente algunas de las soluciones técnicas adoptadas en orden a la optimización económica y funcional de una obra hidráulica de estas características, que son abundantes en nuestro país.

Palabras clave: pozo, depósito, tubería, golpe de ariete, presión, caudal, distribución de agua, calidad del servicio.

RESUM

L'any 1983 l'enginyer autor del presenta Article, per encàrrec d'una Comunitat de Regants de Tortosa (Tarragona), va desenvolupar en fases successives un projecte d'elevació i distribució d'aigua per al proveïment de la seva zona regable que comprenia la perforació d'un pou amb els mecanismes d'electrificació i bombament, la construcció d'un dipòsit cobert de formigó armat, la connexió amb altre dipòsit existent, la xarxa de canonades d'impulsió i repartiment, ancoratges, peces especials i automatismes corresponents. En aquest article s'expliquen succintament algunes de les solucions tècniques adoptades amb vista a l'optimització econòmica i funcional d'una obra hidràulica d'aquestes característiques, que són abundants al nostre país.

Paraules clau: pou, dipòsit, canonada, cop de moltó, pressió, cabal, distribució d'aigua, qualitat del servei.

SUMMARY / ABSTRACT

In 1983, the Engineer who is the author of this Article, commissioned by a Community of Irrigators of Tortosa (Tarragona), developed in successive phases a project for the elevation and distribution of water to supply its irrigable area, which included the drilling of a well with its electrification mechanisms and pumping, the construction of a covered reinforced concrete tank, the connection with another existing water tank, the network of delivery and delivery pipes, anchors, special parts and corresponding automation. This Article briefly explains some of the technical solutions adopted in order to economically and functionally optimize a hydraulic work of these characteristics, which are abundant in our country.

Key words: *well, tank, pipe, water hammer, pressure, flow, water distribution, quality of service.*

1. INTRODUCCIÓN. JUSTIFICACIÓN DE LA ACTUACIÓN

Las necesidades para el riego de la Comunidad de Regantes de Mig-Camí -de la que formaban parte, en su momento, 391 comuneros, con una superficie total de la zona regable de 111.16878 ha equivalentes a 507.63 jornales de tierra medida del país ($1 j_t = 2190 \text{ m}^2$), dividida en tres subzonas- se satisfacía mediante la derivación de aguas superficiales del canal de la margen izquierda del río Ebro, que toma sus aguas de la presa o azud de Xerta-Tivenys y explota, desde el año 1907, la Comunidad de Regantes-Sindicato Agrícola del Ebro. Esta derivación se realiza desde el túnel inferior de paso del mencionado canal bajo el recinto urbano de la ciudad de Tortosa, en la prolongación de la calle Ramón Berenguer IV o inicio de la denominada "Carretera Simpática" o bien "Camino viejo de Tortosa a Perelló", efectuándose la elevación del agua mediante dos grupos moto-bombas centrífugas, de 75 HP cada uno, ubicados en el interior de una caseta de bombeo, hasta un antiguo depósito regulador cilíndrico de hormigón armado situado junto a la Carretera Simpática, de una capacidad aproximada de 1500 m^3 y con el nivel máximo del agua a la cota topográfica $Z = +99.970 \text{ m.s.n.m.}$, desde donde se reparte a las diferentes parcelas de cultivo merced a una compleja red obsoleta de acequias a cielo abierto, sifones y acueductos, de obra de fábrica. Esta concesión oficial, supone un caudal continuo de 62 litros/segundo, equivalentes a 223200 litros/hora (Franquet, 1983).

En los últimos tiempos, a causa de la notable contaminación originada por los vertidos industriales y urbanos que recoge el río Ebro a lo largo, prácticamente, de todo su recorrido, se ha provocado un progresivo deterioro de su calidad físico-química y aptitud sanitaria. Esta contaminación alcanza límites no tolerables -según los análisis preceptivos realizados- en los meses de julio y agosto, coincidiendo con el estiaje del río Ebro y también, de un modo agravante, con el periodo de mayores necesidades hídricas de los cultivos.

Por otra parte, la circunstancia ya mencionada de que toda la red actual de distribución, incluso del depósito regulador, sea a cielo abierto, contribuye enormemente -amén de la pérdidas producidas por evaporación y agrietamiento de los cauces- a ensuciar el agua de riego con elementos extraños de diversa índole (polvo, hojarasca, polen, desperdicios, etc.) que dificultan y encarecen extraordinariamente el aprovechamiento de la misma por los modernos sistemas de riego a presión (microaspersión y, especialmente, goteo) que, otrosí, son los adecuados a la topografía accidentada y tipos de cultivos (básicamente árboles frutales) ya existentes o bien a implantar en la zona regable actual y/o en las ampliaciones que de la misma puedan llevarse a cabo como consecuencia directa de la obras que se proyectaron.

Recogiendo, de este modo, la preocupación generada en los Comuneros por las circunstancias anteriormente expuestas y pensando, además, en solucionar tres importantes aspectos que restaban pendientes en los últimos años, a saber:

1) La prestación del servicio de riego en la época de parada invernal, que actualmente se viene produciendo al cortarse las aguas del Canal de la

Izquierda del Ebro durante unos cuatro meses (diciembre-enero-febrero-marzo) para realizar su conservación y limpieas. A este respecto, dentro del plan de obras se proyectó un tramo de tubería de amianto-cemento, de \varnothing 250 mm interior y 1710.69 m de longitud para el abastecimiento del depósito regulador ya existente en dichos meses críticos.

2) La ampliación de la superficie de la zona regable a otros agricultores que se venían interesando por ello con insistencia.

3) La mejora y racionalización del sistema de riego, dentro de la actual zona regable, por tuberías y con agua limpia, que posibilítase la conversión de muchos regadíos tradicionales por gravedad a sistemas localizados de alta frecuencia (microaspersión, exudación, goteo, ...).

Por todo ello, la Junta de Gobierno del Sindicato de Riegos de la Comunidad inició las gestiones oportunas para el encargo de los estudios hidrogeológicos previos con el objetivo de determinar la conveniencia de explotar las aguas subterráneas que pudiera encerrar el subsuelo de la zona, así como la situación idónea de los puntos de captación de las mismas.

De dicho estudio se dedujo, junto a otras posibles alternativas (Barranco del Rastre y de las Monjas), la conveniencia de realizar una perforación-sondeo "a percusión", de \varnothing 400 mm y unos 150 metros de profundidad orientativa, con posterior aforo y acidificación, junto al denominado "Barranco de la Leche". Estaba entubado con plancha de acero de 5 mm de espesor, a la cota taquimétrica: $Z = +33.700$ m.s.n.m., para la posterior elevación del agua hasta un depósito cubierto de hormigón armado situado a la cota media $Z = +187.250$ m.s.n.m., de 2219154 litros de capacidad, dividido en dos cámaras. En una fase ulterior tendría lugar la distribución del agua a las diferentes parcelas de cultivo.

Con la transformación de estas fincas en regadío -bien sea aprovechando el arbolado existente en ellas en la actualidad, o bien procediendo al establecimiento de nuevas plantaciones de árboles frutales o de huerta- se pretendía su conversión en explotaciones agrícolamente rentables, asegurando, al mismo tiempo, una capitalización a largo plazo y una amortización con mejor renta.

2. PLAN GENERAL DE OBRAS

El Plan General de Obras que se llevó a cabo en su momento comprendía dos fases bien claramente diferenciadas:

1ª) Perforación de un pozo a la cota $Z = +33.700$ m.s.n.m. y elevación del agua hasta un nuevo depósito cubierto de hormigón armado a emplazar en la cota media $Z = +187.250$ m.s.n.m., de 2219.154 m³ de capacidad, dividido en dos cámaras. Así mismo, construcción del ramal de derivación para llenado del depósito ya existente.

2ª) Distribución del agua de riego, por gravedad y en conducción cerrada, desde el depósito construido en la 1ª fase hasta los correspondientes hidrantes de las diferentes parcelas de cultivo de las cinco subzonas regables previstas, a saber: “Costa del Celio”, “Sant Josep de la Muntanya”, “Carretera Simpática”, “Barranc de Caputxins” y “Barranc de la llet” (descritas de norte a sur), con posibles extensiones laterales, incluso, a los barrancos del “Torrent” y de “les Monges”, por el norte, así como a la zona de “la Petja” por el sur.

Las fincas rústicas comprendidas en la ampliación de la zona regable, a resultas de este Plan, eran mayoritariamente de secano de olivos, algarrobos, pocos almendros y algunas áreas de terreno yermo o baldío, todo ello de precario rendimiento a la hora presente. El problema que originaba su cultivo se había venido agravando de forma manifiesta, en el transcurso de los últimos años, a causa de la sensible elevación del coste de la mano de obra, la maquinaria de alquiler y otros insumos en las zonas de regadío limítrofes, hasta el extremo de que, con frecuencia, por unidad superficial, resultaban mayores los costos de producción que el valor del producto bruto total.

El plazo de ejecución de las obras e instalaciones a que se refería el correspondiente proyecto técnico se estimaba en 240 días (8 meses desde su inicio), habiéndose realizado, al efecto, el correspondiente programa P.E.R.T. (*Program Evaluation and Review Techniques*) y el C.P.M. (*Critical Path Method*).

3. SUCINTA DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS E INSTALACIONES

3.1. Pozo

3.1.1. Perforación

Según el estudio hidrogeológico previamente realizado, se perforó un pozo tipo sondeo, como ya se ha dicho, en un punto de cota $Z = +33.700$ m.s.n.m., preveyéndose que tuviera una profundidad de 150 m (cota $Z = -116.300$ m.s.n.m.), el nivel estático del agua en su interior debía encontrarse a 30 m de profundidad desde el brocal (cota $Z = +3.700$ m.s.n.m.) y el nivel dinámico, para un caudal de extracción de 100 l/s (360 m³/h), debería estabilizarse a la profundidad de 45 m (cota $Z = -11.300$ m.s.n.m.).

Se realizó la perforación por el procedimiento de percusión. Con un diámetro perforado de 500 mm, se estimó que el diámetro de acción de la perforación sería de 2.50 m. Se instaló una tubería de 400 mm de diámetro y 5 mm de espesor, de plancha de acero, revestida de una corona circular de gravas filtrantes. En principio, se previó que sería necesario colocar 105 m de tubería normal y 45 m de tubería ranurada en los perfiles acuíferos.

3.1.2. Electrificación

A unos 60 metros del emplazamiento del pozo, discurría una línea aérea eléctrica de la empresa F.E.C.S.A., de 25000 voltios. Por tanto, era preciso derivar una línea de 60 m de longitud hasta la palomilla de acometida, con

apoyos de hormigón armado del tipo A3 – 1200 y tres cables de A1-ac de 54.59 mm² de sección. La intensidad eléctrica, era:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \times V \times \cos \varphi}, \text{ donde:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 430 \text{ CV} = 314 \text{ kW (nominales).} \\ V = 25 \text{ kV} = 25000 \text{ volts.} \\ \cos \varphi = 0.7, \text{ con lo que :} \end{array} \right.$$

$$I = \frac{314}{\sqrt{3} \times 25 \times 0.7} = 10.36 \text{ A}$$

Según el entonces vigente Artículo 22 del Reglamento de Líneas Aéreas Eléctricas de Alta Tensión (Decreto del Ministerio de Industria 3151/1968, de 28 de noviembre, publicado en el BOE de 27/12/1968), la intensidad admisible venía dada por:

$$3.9 \times 0.926 \times 54.59 = 197 \text{ A,}$$

con lo que el coeficiente de seguridad obtenido era del orden de:

$$197/10.36 = 19.03, \text{ completamente aceptable.}$$

La pérdida de potencia es despreciable, como se deduce de la expresión:

$$\frac{\Delta P}{P} \times 100 = \frac{R \times L}{10 \times V^2}, \text{ donde:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R \text{ (resistencia del conductor) } = 1.03 \times 0.623 = 0.642 \text{ } \Omega / \text{km.} \\ L = 0.06 \text{ km.} \\ V = 25 \text{ kV, con lo que :} \end{array} \right.$$

$$\frac{\Delta P}{P} \times 100 = \frac{0.642 \times 0.06}{10 \times 25^2} = 6.16 \times 10^{-6} \text{ \%}.$$

En el exterior de la caseta de transformación y bombeo, y en el interior de una caja plástica de protección tipo “Delta” o similar, se albergaron los contadores de alumbrado (3000 w), fuerza motriz (de triple tarifa, para horas valle, punta y llano) y energía reactiva, interruptores diferencial y magnetotérmico, fusibles y su conexionado al cuadro eléctrico general de maniobra del pozo, situado en el interior de la caseta, a base de un armario metálico que contiene el interruptor manual y automático, amperímetro, voltímetro, reloj cuenta-horas con reserva de cuerda, temporizador, relé térmico de protección, fusibles visualizados, contactores, bornas de conexión, interruptor interfases, portafusibles, cartuchos, hidronivel para las sondas del pozo y depósito, presostato, emisor/receptor de radio y demás accesorios.

3.1.3. Instalación de bombeo

La pérdida de carga en la tubería de impulsión de acero galvanizado electrolíticamente del interior del pozo, viene dada por la formulación de Scobey (1930), con un coeficiente de rugosidad $K_s = 0.48$. Esto es:

$$J = \frac{K_s}{387} \times \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.00124 \times \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} ; \text{ para } D = 200.00 \text{ mm y } Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ se tiene:}$$

$$V = \frac{4 \times 0.1}{\pi \times 0.2^2} = 3.18 \text{ m/s} , J = 0.00124 \times \frac{3.18^{1.9}}{0.2^{1.1}} = 0.066 \text{ m/m.l.}$$

$$H_o = 0.066 \times 140 = 9.24 \text{ m.c.a.}$$

Posteriormente (Franquet, 2005), el también autor del presente Artículo, propuso la determinación de la pérdida continua de carga para las conducciones forzadas en servicio mediante nuevas formulaciones que también hemos referido en la tabla 2 del Artículo 2 del presente manual, para una categoría o grado de rugosidad $k = 3$ (acero galvanizado). Con ello, resultaría en este caso:

$$J = 0.001229 \times V^2 \times D^{-1.2952} = 0.001229 \times 3.18^2 \times 0.2^{-1.2952} = 0.1 \text{ m/ml},$$

que ofrecería un valor significativamente más alto ($H_o = 14 \text{ m.c.a.}$) que el anteriormente estimado ($H_o = 9.24 \text{ m.c.a.}$). Por aplicación del principio de prudencia, ya entonces se incrementó dicho valor hasta 14.59 m.c.a.

Se tiene el siguiente cálculo de la altura manométrica de la elevación de aguas que se proyectó, con un rendimiento del motor del 91% y de la bomba del 84%:

- Cota agua en depósito	191.15 m.c.a.
- Cota nivel dinámico	-11.00 “
<hr/>	
- H_g (altura geométrica).....	202.15 “
- Pérdidas de carga en impulsión.....	14.59 “
- “ “ “ “ automatismos.....	5.35 “
- “ “ “ “ tubería del pozo.....	9.24 “
<hr/>	
- H_m (altura manométrica).....	231.33 “

La potencia del grupo moto-bomba a instalar en el interior del pozo, se calculó según:

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_m}{75 \times \eta} ; \eta = \rho_m \times \rho_b = 0.91 \times 0.84 = 0.76; \text{ siendo:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1 \text{ kg/l.} \\ Q = 100 \text{ l/s.} \\ H_m = 231.33 \text{ m.c.a.} \\ \eta = 0.76, \text{ con lo que : } P = 404 \text{ CV.} \end{array} \right.$$

Agregando un 5% por las oscilaciones del voltaje, se tendría:

$404 \times 1.05 = 424$ CV, por lo que se decidió instalar un grupo de potencia de 430 CV, equivalente a una potencia nominal de:

$$430 \times 0.736 = 316.5 \text{ kW (314 kW nominales).}$$

La instalación consiste en un grupo electrobomba sumergible multicelular, de las siguientes características:

- Caudal de elevación..... 100 l/s (360 m³/h).
- Altura manométrica..... 231.33 m.c.a.
- Potencia del motor 430 HP.
- Velocidad angular 2850 r.p.m.
- Corriente alterna trifásica 380/660 volt, 50 Hz.
- Arranque automático estrella-triángulo, que después fue substituido por variador de frecuencia.
- Longitud total del grupo 3401 mm.
- Diámetro máximo del grupo 372 mm.
- “ orificio impulsión 150 mm.

El consumo (intensidad) del grupo descrito era de:

$$I = \frac{736 \times P}{E \times \sqrt{3} \times \cos \varphi \times \rho_m} = \frac{736 \times 430}{380 \times \sqrt{3} \times 0.86 \times 0.91} = 614 \text{ A.}$$

La sección de cada hilo del cable de cobre será, admitiendo una caída de tensión del 3.5%:

$$S = \frac{100 \times L \times W}{E^2 \times \cos^2 \varphi \times 56 \times \Delta E} = \frac{100 \times 150 \times 314000}{380^2 \times 0.86^2 \times 56 \times 3.5} = 225 \text{ mm}^2 \cong 300 \text{ mm}^2,$$

o sea: $6 \times 150 \text{ mm}^2$.

La instalación reseñada se complementaba con los siguientes accesorios:

- 144 metros de tubería de acero galvanizado electrolíticamente, \varnothing 200 mm interior, en tubos de 6 m de longitud cada uno con bridas soldadas en los extremos, juntas de goma y tornillería.
- 1 codo de 90° en salida del pozo, \varnothing 200 mm interior (8" \varnothing nominal).
- 1 válvula de retención para el grupo, \varnothing 200 mm.
- 1 cono reductor 200/300 mm para unión a la tubería de impulsión.
- 1 cable bajo goma, trifilar, de Norprene, de $1 \times 150 \text{ mm}^2$, y $6 \times 150 = 900$ m de longitud.
- 1 cuadro eléctrico general de maniobra.
- 1 tubo recto de salida del pozo, \varnothing 200 mm interior.
- 2 electro-sondas de nivel máximo y mínimo, con su correspondiente cable de cobre de $2 \times 1 \text{ mm}^2$.
- Abrazaderas, tapa metálica y chasis para la suspensión del conjunto.

Debe señalarse que la instalación de bombeo iba suspendida de dos vigas metálicas de perfil U laminado en caliente, situadas en el brocal del pozo, con su correspondiente tapa de cierre. La válvula de regulación que, normalmente, se instala antes de la de retención, se substituyó por la que se colocaría después de los calderines hidroneumáticos anti-ariete que se describirán posteriormente, junto al manómetro de glicerina con su grifo de aislamiento de latón.

3.1.4. Golpe de ariete en el interior del pozo

La celeridad a considerar para la tubería de acero galvanizado prevista, sería la siguiente, según la formulación de Joukowski (1898):

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \times \frac{200}{5.50}}} = 1214 \text{ m/s.}$$

Al cerrar o abrir la válvula de compuerta de pie, en el brocal del pozo, según el tiempo total T empleado en la maniobra, se producen dos casos diferentes:

a) Si $T < \frac{2 \times l}{a} = \frac{2 \times 140}{1214} = 0.23 \text{ s.}$

Se trata, obviamente, de un caso presentable, únicamente, por parada brusca del bombeo y aún, así difícilmente. Entonces, se tendrá, con $V = 3.18 \text{ m/s}$, en el caso más desfavorable, según Allievi (1903):

- Sobrepresión:

$$H = \frac{a \times V}{g} = \frac{1214 \times 3.18}{9.81} = 393.5 \text{ m.c.a.}$$

- Depresión:

$$H = \frac{a \times V}{g} \times \frac{1}{1 + \frac{a \times V}{2 \times g \times H_m}} = \frac{1214 \times 3.18}{9.81} \times \frac{1}{1 + \frac{1214 \times 3.18}{2 \times 9.81 \times 231.33}} = 210.4 \text{ m.c.a.}$$

La sobrepresión obtenida exigía, en su consecuencia, la disposición de los mecanismos antiariete necesarios a base, entre otras posibles soluciones, de aumentar el tiempo de maniobra. Ver el posterior epígrafe 4 de este Artículo.

b) Si $T \geq \frac{2 \times l}{a} = \frac{2 \times 140}{1214} = 0.23 \text{ s.}$ (caso normal de apertura o cierre de la válvula). Así, por aplicación de la fórmula de Mendiluce (1987), con $C = 1$, $K = 2$ y $l = 140 < 500 \text{ m}$, se tendría un tiempo de parada (duración de la transición entre los dos regímenes permanentes) de:

$$T = 1 + \frac{2 \times 140 \times 3.18}{9.81 \times 231.33} = 1.40 \text{ s.}$$

Se tendría entonces, según la fórmula de Micheaud-Vensano (1878), un golpe de ariete máximo de:

$$\Delta H = \frac{2 \times 1 \times V}{g \times T} = \frac{2 \times 140 \times 3.18}{9.81 \times 1.40} = 64.83 \text{ m.c.a.}$$

Para una sección cualquiera de esta tubería de impulsión, como una situada, por ejemplo, a 80 m de la compuerta, se tendría:

$$\Delta H = 64.83 \times \frac{140 - 80}{140} = 27.78 \text{ m.c.a.}$$

3.2. Tubería de impulsión

En previsión de un caudal de 100 l/s = 360000 l/h = 0.1 m³/s, se proyectó una línea general de fundición dúctil (107.00 m.l.) y amiantocemento (2430.75 m.l.), desde la caseta de bombeo hasta el depósito cubierto de hormigón armado, cuyo calibre debería ser, según Weyrauch (1912-1915):

$D_i = 1.04 \times \sqrt{Q} = 1.04 \times \sqrt{0.1} = 0.33 \text{ m}$, por lo que se consideró, por estimarse completamente aceptable, el diámetro inferior comercial de 300 mm.

Otra justificación del dimensionamiento de la impulsión vino dada por el volumen de agua a suministrar a la zona regable, cuya superficie prevista inicialmente era de 260 ha, que se regarían mayoritariamente por sistemas a presión (aspersión y localizados de alta frecuencia).

Al efecto, se estudiaron los consumos hídricos de una plantación hortícola estándar en la zona cuya puesta en riego se proyectaba. Para ello se empleó el método mixto de Thornthwaite y Blaney-Criddle, lo que dio lugar al cuadro expuesto a continuación, en el que la ETP (evapo-transpiración potencial) fue calculada a partir de la fórmula clásica de Blaney-Criddle a partir de los datos procedentes de Observatorio del Ebro (Roquetes) situado a sólo 4 km de la zona regable:

$$ETP = (0.4572 \times t + 8.128) \times p \times k$$

en que:

- t = temperatura media del período (°C).
- p = porcentaje de horas de luz del período respecto del total anual.
- k = coeficiente empírico estacional de consumo.

Los restantes ítems fueron calculados siguiendo el método clásico de Thornthwaite, resultando, en definitiva, los valores indicados en la tabla adjunta.

Teniendo en cuenta dicho estudio para las hortalizas en general, por tener estos cultivos las mayores necesidades hídricas, los meses de máxima ETP son mayo, con 169.3 mm y 5.46 mm/día, y agosto, con 148.5 mm y 4.79 mm/día.

Así pues, teniendo en cuenta las precipitaciones, al cabo de un año deberían suministrarse 672.5 mm = 6725 m³/ha de agua, que implican un número de horas de trabajo del pozo de (considerando una superficie total regable de 260 ha, equivalente a 1187.21 jornales de tierra del país, pues 1 jt = 2190 m²), considerando un 90% de eficiencia en el riego:

$$\frac{6725 \text{ m}^3 / \text{ha y año} \times 260 \text{ ha}}{0.9 \times 360 \text{ m}^3 / \text{h}} = 5396.6 \approx 5400 \text{ horas/año.}$$

Tabla 1. Ficha hídrica de las hortalizas.

ITEMS ↓	MESES →	E	F	M	A	M	J	J	J	A	S	O	N	D	MEDIAS	TOTALES
t (°C)		8'5	12'6	12'7	14'6	18'0	22'5	25'3	24'7	22'2	18'6	13'2	9'5	16'9	-	-
p (%)		6'67	6'69	8'29	8'94	10'05	10'14	10'36	9'56	8'41	7'75	6'68	6'46	8'34	100'00	
k		0'63	0'82	0'93	1'02	1'03	0'40	0'53	0'80	0'76	0'64	0'38	0'45	0'70	-	-
ETP (mm)		50'5	76'2	107'4	135'0	169'3	74'7	108'1	148'5	116'8	82'5	36'0	36'3	95'1	1.141'3	
P (mm)		18'9	38'0	36'1	41'0	55'4	44'1	21'9	21'2	61'8	58'1	55'2	36'4	40'7	488'1	
P - ETP (mm)		-31'6	-38'2	-71'3	-94'0	-113'9	-30'6	-86'2	-127'3	-55'0	-24'4	19'2	0'1	-54'4	-653'2	
Σ (P - ETP) (mm)		-31'6	-69'8	-141,1	-235'1	-349'0	-379'6	-465'8	-593'1	-648'1	-672'5	-653'3	-653'2	-	-	-
VARIACIÓN RESERVA		-19'3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19'2	0'1	-	-	-
RESERVA (mm)		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19'2	19'3	-	-	-
ETA (mm)		18'9	38'0	36'1	41'0	55'4	44'1	21'9	21'2	61'8	58'1	36'0	36'3	39'1	468'8	
FALTA DE AGUA (mm)		31'6	38'2	71'3	94'0	113'9	30'6	86'2	127'3	55'0	24'4	-	-	56'0	672'5	
EXCESO DE AGUA (mm)		19'3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19'3	
DESAGÜE (mm)		9'7	4'9	2'5	1'2	0'6	0'3	0'1	-	-	-	-	-	-	-	19'3

Considerando que en los sistemas de riego presumiblemente a emplear en las fincas que nos ocupan (mayoritariamente: localizados de alta frecuencia, por goteo o microaspersión) no se humedecerá toda la superficie del terreno, y que la zona húmeda se hallará, en gran medida, a la sombra de la propia planta, las pérdidas por evaporación se reducirán al máximo, con lo que prácticamente todo el uso consuntivo de la planta coincide con la transpiración, se ha adoptado un coeficiente corrector de 0.70 para el período de máximo consumo, y un coeficiente de eficacia del sistema de riego de 0.90.

Se ha obtenido, en definitiva, un déficit hídrico de 653.2 mm anuales, o sea, 6532 m³/ha y año (Tabla 1). La transpiración vendrá dada por (Franquet, 1983):

$$Tr = (0.1 + 0.8) \times 5.46 = 4.91 \text{ mm/día.}$$

Por otra parte, considerando un factor de corrección medio en la zona de riego, por advección, de 0.9 (10 ha), se tendrá: 4.91 × 0.9 = 4.42 mm/día. También las necesidades de agua quedan determinadas alternativamente por el método australiano, a saber (en clima considerado "árido"). En nuestro caso:

$$f_1 \times f_2 \times f_3 \times K \times ETP = 0.85 \times 1.15 \times 0.9 \times 0.9 \times 5.46 = 4.32 \text{ mm/día,}$$

lo que confirma, rebajando algo, las necesidades anteriormente calculadas.

En el mes de máximo consumo, el caudal total será de:

31 días × 4.42 mm/día = 137.02 mm, o su equivalente de 1370.2 m³/ha, lo que supone un caudal ficticio continuo de:

$$\frac{1370200}{31 \times 24 \times 3600} = 0.51 \text{ litros/s y ha,}$$

que deberá servir de módulo de riego para el sistema hidráulico de abastecimiento proyectado. Tal como se deduce del cuadro anterior, el volumen anual de agua de riego que se debe utilizar quedará distribuido, a lo largo del año, de la siguiente manera:

HECTÁREA-MES: Enero	316 m ³ (4.7%)
Febrero	382 m ³ (5.7%)
Marzo	713 m ³ (10.6%)
Abril	940 m ³ (14.0%)
Mayo	1139 m ³ (16.9%)
Junio	306 m ³ (4.6%)
Julio	862 m ³ (12.8%)
Agosto	1273 m ³ (18.9%)
Septiembre	550 m ³ (8.2%)
Octubre	244 m ³ (3.6%)
Noviembre	--- m ³ (0%)
Diciembre	--- m ³ (0%)

VOLUMEN TOTAL ANUAL 6725 m³/año (100%),

que teniendo en cuenta el sistema de RLAF (riego localizado de alta frecuencia: microaspersión, exudación, goteo, etc.) a emplear, puede reducirse al 55% según las últimas experiencias realizadas en la zona, con lo que:

$$0.55 \times 6725 = 3698.75 \approx \mathbf{3700 \text{ m}^3/\text{ha y año.}}$$

Al respecto, puede verse la figura siguiente:

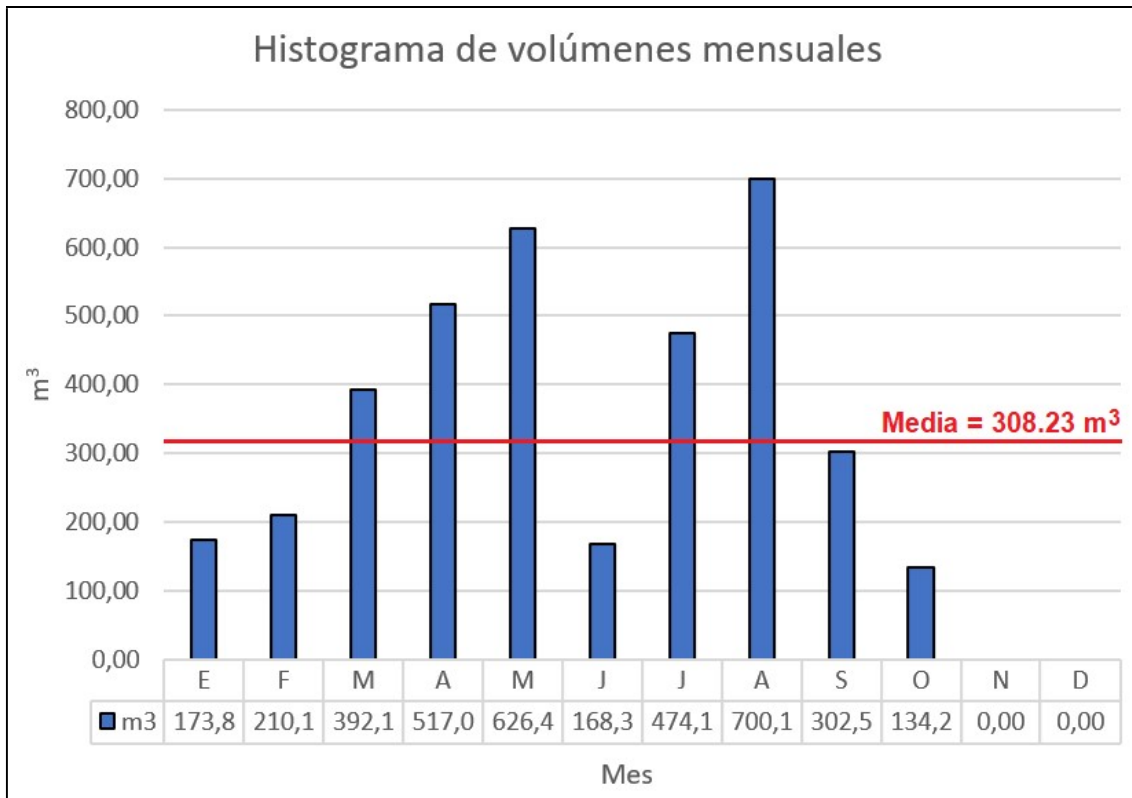


Fig. 1. Histograma anual de volúmenes mensuales por hectárea de riego.

En cualquier caso, en una 1ª fase de ejecución, admitiendo la progresividad de la entrada en riego de las diferentes fincas, y limitando el bombeo a las horas valle por razones de tipo económico, se tendría un volumen (para el llenado del depósito en funcionamiento automático entre los niveles máximo y mínimo): $600 \text{ m}^2 \times 1.50 \text{ m} = 900 \text{ m}^3$, y presuponiendo un caudal de salida simultáneo del depósito del 50% del de entrada, se tendría un tiempo de llenado de:

$$\frac{900 \text{ m}^3}{0.05 \text{ m}^3/\text{s}} = 18000 \text{ s} = 5 \text{ h}; \quad 5 \text{ h/día} \times 365 \text{ días/año} = 1825 \text{ horas/año.}$$

$$A = \frac{1825 \text{ horas/año}}{24 \text{ horas/día} \times 365 \text{ días/año}} = 0.21$$

con lo que la velocidad media más económica del agua en la tubería principal, según Forchheimer (1935), debería ser de:

$$V = \frac{0.60}{\sqrt{A}} = \frac{0.60}{\sqrt{0.21}} = 1.31 \text{ m/s}$$

habiéndose adoptado, como se verá posteriormente, la de 1.42 m/s, que es la que proporciona el diámetro comercial más próximo.

Posee un diámetro interior de 300 mm y es de las clases siguientes, según su material, timbraje y longitud de los diferentes tramos que la componen:

<u>CLASE</u>	<u>P_n = 2 P_t</u>	<u>LONGITUD (m)</u>
FUNDICIÓN, de P _t = 20 atm.		107.00
AMIANTOCEMENTO, de P _t = 15 atm.		493.00
“ , de P _t = 12.5 “		550.00
“ , de P _t = 10 “		1025.00
“ , de P _t = 7.5 “		200,00
“ , de P _t = 5 “		162.75
TOTAL		2537.75

3.3. Tubería al depósito existente

En cierto punto de la anterior tubería de impulsión, se instaló una T seguida de un cono de reducción 300/250 mm para derivar el fluido al depósito existente. Ésta, tiene un diámetro interior de 250 mm y es de las clases siguientes:

<u>CLASE</u>	<u>P_n = 2 P_t</u>	<u>LONGITUD (m)</u>
AMIANTOCEMENTO, de P _t = 15 atm.....		575.00
“ , de P _t = 12.5 “		1135.69
TOTAL		1710.69

Así pues, excluyendo el tramo de tubería de acero galvanizado electrolíticamente en el interior del pozo, la longitud total de las tuberías proyectadas en superficie era de: 2537.75 + 1710.69 = 4248.44 m.

En los tramos en que el terreno no fuera de roca, la tubería se instaló enterrada en zanja, sobre un lecho de arena. En caso contrario, se colocó al descubierto sobre unos bloques o dados de hormigón en masa enterrados, a los que se sujetaba por medio de abrazaderas metálicas. Una excepción relevante a lo expuesto la constituyen aquellos tramos en los que la tubería discurre longitudinalmente bajo caminos; en ese caso, iba enterrada, aunque para ello fuera necesario excavar en la roca. En los cruces bajo caminos, la tubería se alojaba en el interior de un tubo de hormigón en masa vibroprensado, de Ø 600 mm, relleno de arena y protegido por un dado de hormigón en masa.

Las uniones o juntas en la tubería de amianto-cemento eran del tipo “RK” o similar, salvo en los tramos con grandes pendientes, en los que se colocaron juntas de tracción.

3.4. Piezas especiales

Como protección contra el golpe de ariete, además de los calderines hidroneumáticos que se describen posteriormente (ver apartado 4.2. de este mismo Artículo), se instalaron válvulas de retención con “by pass” en número de tres en la tubería de impulsión (\varnothing 300 mm) y de dos en la tubería que conduce al depósito existente (\varnothing 250 mm). En los máximos relativos de la conducción se instalaron ventosas de doble cuerpo y en los mínimos válvulas de compuerta que permitían el oportuno desagüe. Todas las piezas especiales iban alojadas en arquetas visitables de obra de fábrica.

Al comienzo de la tubería que va al depósito existente, se instaló una válvula de compuerta para provocar una pérdida de carga de 79.46 m.c.a., que es la diferencia existente entre la altura manométrica proporcionada por la bomba proyectada en el interior del pozo y la necesaria para conducir el agua al depósito existente. Si no se provocase esa pérdida de carga, la bomba extraería del pozo un caudal superior a 100 litros/segundo, con lo que el motor estaría continuamente parándose por mandato de las electrosondas de nivel del agua en el interior del pozo, y poniéndose en marcha.

3.5. Anclajes de las tuberías

Las piezas especiales y los codos estaban provistos de unos anclajes para contrarrestar la acción de los empujes del agua, a base de paralelepípedos o dados de hormigón en masa H-175 o ciclópeo, de los seis tipos siguientes:

<u>Anclaje - tipo</u>	<u>Dimensiones (cm)</u>
1	50 × 50
2	60 × 60
3	70 × 70
4	80 × 80
5	90 × 90
6	100 × 100

3.6. Espesor de las tuberías

El espesor o grueso de las paredes se calculó por la fórmula clásica de Barlow (1817) en base, en principio, a la solicitud de presión hidráulica interior:

$$e \geq \frac{P_t \times D_i}{2 \times K} + A ; e = (D_e - D_i)/2, \text{ completada por el código ASME B31.4 siendo:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_t = \text{presión de servicio o trabajo (kPa).} \\ D_e = \text{diámetro exterior (mm).} \\ D_i = \text{“ interior (mm).} \\ K = \text{carga nominal de rotura, tracción del material o tensión} \\ \text{anular, según la temperatura (kPa).} \\ A = \text{tolerancia para rosca, ranuras, corrosión, coeficiente de seguridad.} \end{array} \right.$$

Se tuvo en cuenta que las líneas principales de impulsión son de fundición dúctil y fibrocemento, mientras la tubería de impulsión en el interior del pozo era a base de acero galvanizado electrolíticamente. Los resultados obtenidos para las diversas clases de tuberías y longitudes, fueron los siguientes:

Tabla 2. Características de las tuberías empleadas.

Tipo	Ø nominal (mm, “)	Presiones (bar)		De (mm)	Di (mm)	e (mm)	Material	Longitud (m.l.)
		P _p	P _t					
I	200 (8”)	40	25	211.00	200.00	5.50	A	144.00
II	300 (12”)	25	20	326.00	300.00	13.00	H	107.00
III	300 (12”)	20	15	372.00	300.00	36.00	F	493.00
IV	300 (12”)	17.5	12.5	352.00	300.00	26.00	F	550.00
V	300 (12”)	15	10	346.00	300.00	23.00	F	1025.00
VI	300 (12”)	12.5	7.5	340.00	300.00	20.00	F	200.00
VII	300 (12”)	10	5	334.00	300.00	17.00	F	162.75
VIII	250 (10”)	20	15	300.00	250.00	25.00	F	575.00
IX	250 (10”)	17.5	12.5	292.00	250.00	21.00	F	1135.69
TOTAL								4392.44

Con la siguiente simbología:

- A = acero galvanizado electrolíticamente.
- H = fundición dúctil.
- F = fibrocemento (amianto-cemento).
- P_p = presión de prueba.
- P_t = “ “ trabajo.

Por aplicación de la fórmula de Lamé para la determinación del esfuerzo de tracción inducido, se tiene, para los diferentes tipos de tuberías empleados:

Tipo I:

$$n = 25 \times \frac{21.1^2 + 20.0^2}{21.1^2 - 20.0^2} = 467.4 \text{ kp/cm}^2 = 46.74 \text{ N/mm}^2.$$

Tipo II:

$$n = 20 \times \frac{32.6^2 + 30.0^2}{32.6^2 - 30.0^2} = 241.2 \text{ kp/cm}^2 = 24.12 \text{ N/mm}^2.$$

Tipo III:

$$n = 15 \times \frac{37.2^2 + 30.0^2}{37.2^2 - 30.0^2} = 70.8 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo IV:

$$n = 12.5 \times \frac{35.2^2 + 30.0^2}{35.2^2 - 30.0^2} = 78.9 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo V:

$$n = 10 \times \frac{34.6^2 + 30.0^2}{34.6^2 - 30.0^2} = 70.6 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo VI:

$$n = 7.5 \times \frac{34.0^2 + 30.0^2}{34.0^2 - 30.0^2} = 60.2 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo VII:

$$n = 5 \times \frac{33.4^2 + 30.0^2}{33.4^2 - 30.0^2} = 46.8 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo VIII:

$$n = 15 \times \frac{30.0^2 + 25.0^2}{30.0^2 - 25.0^2} = 83.2 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Tipo IX:

$$n = 12.5 \times \frac{29.2^2 + 25.0^2}{29.2^2 - 25.0^2} = 81.1 \text{ kp/cm}^2 < 90 \text{ kp/cm}^2.$$

Todos los valores obtenidos resultan aceptables, pues son inferiores a los correspondientes coeficientes de seguridad a la rotura por presión interna.

3.7. Depósito de agua

3.7.1. Descripción de la obra

Se ubicó la construcción del depósito en cuestión junto a la ermita diocesana de Ntra. Sra. de la Providencia ("Mig-Cami"), en un solar o explanada próxima a la misma, de cota media taquimétrica $Z = +187.250 \text{ m.s.n.m.}$, y cuyo terreno reúne buenas condiciones por su estructura rocosa, con una presión admisible superior a 2 kp/cm^2 (0.2 N/mm^2) y asiento máximo diferencial de 50 mm , hallándose exento de humedades y filtraciones. Su escogida situación, en fin, quedaba centrada con respecto a la futura zona regable, a la que dominaba en altitud para el posterior reparto del agua de riego.

Dicho depósito -del que, en la 2ª fase del Plan General de Obras, partía la red de distribución a las diferentes parcelas de cultivo desde la correspondiente

cámara de llaves- consta de dos cámaras independientes, al objeto de facilitar su limpieza y accesibilidad, con las siguientes capacidades respectivas:

- Cámara Uno	1247649 litros	56.22%
- Cámara Dos	971505 litros	43.78%
TOTAL DEPÓSITO	2219154 litros	100.00%

Su planta es rectangular, con chaflanes en las esquinas, de 31.60 × 23.75 m de medidas exteriores. Los muros de contención del agua, tanto los perimetrales como el divisorio entre ambas cámaras, eran de hormigón armado moldeado y prefabricado de 358 kg/m³ de cemento Portland artificial P-350 e hidrofugante, de 3.70 m de altura y 0.15 m de anchura en la coronación, con contrafuertes exteriores a un intereje de 1.00 m y paramento interior vertical. El cálculo y dimensionamiento de todos los elementos estructurales, realizado con la hipótesis de extremo superior libre y extremo inferior empotrado, contemplaba la posibilidad de independencia estática de los elementos modulares, esto es, su prefabricación y posterior montaje en la obra. La unión entre los elementos se realizó con juntas elásticas, por lo que la estanquidad necesaria debía ser la correcta. En el dimensionamiento del muro central divisorio, la situación más desfavorable era, obviamente, aquella que contempla una de las cámaras del depósito llena y la otra vacía.

Al objeto de preservar el agua acumulada en este depósito de elementos extraños y contaminaciones que puedan inutilizarla o bien encarecer su uso para el riego por goteo al que iría, en gran medida, destinada, se había previsto la cubrición del depósito con losas prefabricadas aligeradas autorresistentes de hormigón armado, con una peso propio de 270 kg/m², que constituyen vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente repartida, de 8205 m.kp (80491 m·N) de momento flector debido al pretensado, de 1.20 m de anchura, 0.20 m de altura y 11.00 m de luz o vano. Apoyan sobre la coronación de los muros perimetrales de cerramiento y el muro central divisorio (en este último caso mediante el correspondiente capitel y placa de plomo) con una pendiente, a dos aguas, del 3% hacia los laterales para facilitar su desagüe pluvial. Esta reacción ofrecía un cierto efecto estabilizante que se despreció, no obstante, en el cálculo estático de dichos muros. Se remataron dichas losas, a los efectos de su correcta impermeabilización, mediante tela asfáltica con lámina de polietileno y cubrimiento de 3 cm de espesor con mortero celular de cemento Portland artificial P-350.

El acceso (se había previsto una sobrecarga de uso de 140 kg/m²) a esta cubierta tiene lugar por la fachada NE mediante una escalera metálica a base de perfiles laminados y peldaños de plancha de acero. Para la protección de la cubierta, habida cuenta de su condición de accesibilidad, se proyectó, en todo su perímetro, una barandilla quitamiedos a base de perfiles laminados en frío o tubos cameros, de 90 cm de altura, con sus correspondientes rodapiés y pasamanos.

Para el logro de una buena ventilación del interior del depósito, se proyectaron, en las fachadas NE y SW, frontones trapeziales de pared de fábrica de ladrillo

cerámico superhueco “gero”, con los orificios vistos, apoyados sobre el muro de cerramiento del depósito. Así mismo, en la cubierta descrita se practicaron dos orificios circulares de acceso al interior de ambas cámaras, para su inspección, conservación y limpieza, protegidas con una tapa de fundición Ø 70 cm, incluso marco reforzado, tipo “Barcelona” o similar. El aislamiento hidráulico entre ambas cámaras tuvo lugar mediante dos válvulas de compuerta de palastro de Ø 300 mm, de accionamiento manual desde la superficie de la cubierta mediante la correspondiente columna de maniobra y eje transmisor; la comunicación entre ambas cámaras quedaba asegurada mediante dos pasos de tubería de hormigón en masa vibropresado de Ø 300 mm interior.

Estaba previsto, en el interior del depósito, un resguardo hidráulico de 30 cm. El nivel máximo del agua en funcionamiento automático de la instalación, alcanzaba la cota $Z = +191.15$ m.s.n.m., estando el nivel máximo sobre la elevación a la cota $Z = +191.29$ m.s.n.m. y el nivel del aliviadero del vertedero-rebosadero (que se proyectaba en toda la longitud del muro de fachada SW) en la cota $Z = +191.25$ m.s.n.m., y el nivel mínimo del agua en funcionamiento automático de la instalación tiene la cota $Z = +189.65$ m.s.n.m.

Para el desagüe de ambas cámaras del depósito, y en la fachada o alzado SW del mismo, se previeron sendas tuberías de fibrocemento de Ø 200 mm interior con sus correspondientes arquetas de hormigón en masa que contienen una válvula de compuerta de palastro o latón de idéntico calibre. Dicho desagüe tiene lugar vertiendo al campo anexo al solar del depósito. En el mismo alzado, se instaló, para cada cámara, un automatismo de medida del nivel del agua en el interior de la misma, en todo momento. También por la fachada SW tuvo lugar la entrada, a cada cámara del depósito, de la tubería de impulsión de Ø 300 mm, provista de la correspondiente válvula de compuerta de igual diámetro, así como de la tubería de PE Ø 25 mm (3/4” y p.n. 10 atm) que acciona el automatismo de llenado por el principio de la “balanza hidráulica” (ver Fig. 3).

Se previó en el nuevo depósito la instalación de electrosondas de nivel máximo y mínimo para el gobierno automático, por radiofrecuencia, del sistema de funcionamiento pozo-depósito, con todos sus accesorios.

3.7.2. Cálculo del vertedero-rebosadero

Consiste en un vertedero en pared gruesa ($e = 0.10$ m) y $h = 0.20$ m, si bien se cumple que: $e = 0.10$ m $<$ $2 h = 2 \times 0.20 = 0.40$ m, por lo que se trata como si fuera en pared delgada. De este modo, se tendrá un coeficiente:

$$\begin{aligned} \beta &= \left(0.405 + \frac{0.003}{h} \right) \left(1 + 0.55 \times \frac{h^2}{(h+p)^2} \right) = \\ &= \left(0.405 + \frac{0.003}{0.20} \right) \left(1 + 0.55 \times \frac{0.20^2}{(0.20 + 3.25)^2} \right) = 0.421 \end{aligned}$$

Como la longitud o umbral del vertedero era menor que la anchura de cualquiera de ambas cámaras (a causa del elemento chaflán), y también resultaba que: $b = 9.00 \text{ m} \geq 4 \times h = 4 \times 0.20 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$, la sección de la vena líquida sufre una contracción incompleta en una pared, y el caudal vendrá expresado por:

$$Q = \beta (b - 0.1 \cdot h) \times h \sqrt{2gh} = 0.421(9.00 - 0.1 \times 0.20) \times 0.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20} = 1.50 \text{ m}^3/\text{s} > 0.10 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ luego es completamente aceptable.}$$

En una consideración teórica más desfavorable, con $\beta = 0,350$, se tendría:

$$Q = 1.50 \times \frac{0.350}{0.421} = 1.25 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ que sería asimismo aceptable.}$$

Alternativamente, el nivel máximo sobre la elevación vendrá dado por la altura h' o espesor de la lámina de agua sobre la pared del vertedero para el caudal normal de entrada de $0.10 \text{ m}^3/\text{s}$ y sin caudal de salida del depósito.

Se tendrá, entonces:

$$0.10 = 0.350 \times 9.00 \times h' \sqrt{2 \times 9.81 \times h'}; \text{ de donde: } h' = \sqrt[3]{\frac{0.01}{194.67945}} = 0.04 \text{ m},$$

con lo que el expresado nivel máximo sobre la elevación corresponderá a la cota taquimétrica $Z = +191.29 \text{ m.s.n.m.}$

4. DEFENSA CONTRA EL GOLPE DE ARIETE

4.1. Generalidades

Habida cuenta de la importancia de este fenómeno transitorio hidráulico en la actuación que nos ocupa, le dedicamos una atención especial en el presente epígrafe.

El golpe de ariete se produce habitualmente por dos causas: parada brusca del bombeo y apertura o cierre rápido de una válvula (generalmente motorizada). Como es un fenómeno que se propaga por el agua y por la tubería, tiene gran importancia el material de construcción de esta última.

Las conducciones a presión normalmente operan en condiciones de flujo permanente para cumplir con su objetivo. Sin embargo, en su operación resulta prácticamente inevitable la aparición de regímenes de transición de un flujo permanente; esto es frecuente cuando se cambia el caudal de operación, cuando se presenta una falla en el suministro eléctrico del bombeo, cuando se cierra rápidamente una válvula de paso y después de presentarse demanda o rechazo de carga eléctrica en sistemas de generación.

La duración de un régimen de transición o transitorio y el efecto que tiene éste sobre el sistema hidráulico en estudio, depende de la causa que lo originó. Por ello, debe tenerse en cuenta que dichos transitorios se pueden clasificar en los siguientes tres tipos (Sañudo, 2017):

- “Transitorios muy lentos o cuasi-estáticos:

En estos transitorios las variables del flujo cambian de manera muy lenta respecto al tiempo, debido a que estas variaciones tienen lugar espaciadamente en el tiempo. En sus métodos de análisis no se considera la inercia del flujo ni tampoco las propiedades elásticas del fluido y de las tuberías. Se pueden modelar con una aplicación sucesiva de un modelo estático. También se les conoce con el nombre de “análisis de períodos extendidos”.

- Transitorios lentos u oscilación de masa:

El periodo de estos transitorios es normalmente de minutos a horas, y se pueden modelar considerando la tubería rígida y el agua como un fluido incompresible.

- Transitorio rápido o golpe de ariete:

Están generados por cambios bruscos en la operación derivados de maniobras rápidas como la parada repentina del sistema, el cierre rápido de válvulas o bien cambios repentinos en la demanda de energía eléctrica. Como consecuencia, se originan cambios muy rápidos en la velocidad del líquido y en la carga de presión, que pueden alcanzar valores que pueden dañar la tubería, por lo que resulta necesario considerarlos en el diseño de cualquier conducción forzada o a presión. Las variaciones de gasto y de presión se propagan como ondas de perturbación a lo largo de la conducción, cuya evolución temporal es preciso conocer. El modelo matemático de columna elástica tiende al modelo de columna rígida siempre y cuando la celeridad tiende a infinito.”

Con motivo de la elaboración del proyecto técnico mencionado, el autor del presente Artículo realizó la previsión y el cálculo de los mecanismos antiarriete precisos para la protección de la instalación. Además de las determinaciones teóricas precisas para la determinación de las celeridades, tiempos de apertura/cierre de válvulas y sobrepresiones accidentales (formulaciones de Allievi, Micheaud-Vensano, Sparre, Mendiluce, Joukowski, Jouguet, Parmakian, Camichel, Eydoux, Joeger, Gariel, etc.), se determinaron las presiones y los caudales en función del tiempo, en cualquier punto de la tubería de impulsión, mediante el método gráfico de Schnyder-Bergeron (1929-1932).

La caseta de bombeo proyectada contiene los mecanismos necesarios para hacer frente al golpe de ariete, como puede contemplarse en la Fig. 2, y que, fundamentalmente, son los siguientes:

- Dos calderines hidroneumáticos antiarriete de cuerpo de acero, con vejiga elástica, rellenos de nitrógeno, de 200 litros de capacidad unitaria, longitud exterior 2544 mm, diámetro 368 mm, PN 40 atm, con todos sus accesorios.
- Dos bridas DN-200 (DN 8”).

- Dos uniones tipo Gibault en T, 300/200 mm, PN 15 atm, con sus pletinas, tornillería y demás.
- Una válvula de compuerta \varnothing 300 mm (DN 12"), PN 15 atm, con sus pletinas, tornillería y demás.
- Dos racords con pletina \varnothing 300 mm, PN 15 atm.
- Un cono reductor \varnothing 300/200 mm, PN 15 atm, con sus pletinas, tornillería y demás.
- Un verificador-hinchador compuesto por verificador, manómetro de glicerina con grifo de aislamiento de latón y tubería flexible de 2 m.
- Equipo de medición a base de contador volumétrico y caudalímetro electromagnético en interior de arqueta de contaje.
- Armario general de maniobra para electromotor de 430 HP, en corriente alterna trifásica de 380/660 volt y 50 Hz, en armario metálico, con interruptor manual y automático, voltímetro, amperímetro, reloj cuenta-horas, luces de señalización, arrancador automático por variación de frecuencia, temporizador, relé térmico de protección, fusibles visualizadores, contactores, bornas de conexión, interruptor interfases, interruptor general, portafusibles, cartuchos, hidronivel para las electrosondas del interior del pozo y demás accesorios.

Dada la importancia de la instalación proyectada y, a pesar del efecto protector anti-ariete de las válvulas de retención con "by pass" que se instalaron a lo largo de la tubería de impulsión, se colocaron en la caseta de bombeo (Fig. 2) sendos calderines hidroneumáticos cuyo dimensionamiento se desarrolla a continuación.

Cada calderín es de 200 litros de capacidad, con una longitud máxima de 2544 mm y un diámetro de 368 mm. El cuerpo del calderín es de acero soldado y la vejiga de butil, neopreno o caucho natural, se halla provista de válvula anti-retorno estanca al nitrógeno, que es el gas con el que se llena la expresada vejiga. La presión nominal de los calderines es de 40 atmósferas técnicas (40 kp/cm²). Se instalaron en posición vertical, en serie, dentro de la caseta de bombeo, y van unidos a la tubería de impulsión por medio de sendas bridas DN 200 mm y T 200/300 mm, reductora.

Con objeto de abaratar en la medida de lo posible la instalación, la válvula de compuerta o regulación, que normalmente se sitúa junto al brocal del pozo, se instaló a continuación de los calderines, con lo que éstos se pueden aislar sin necesidad de instalar nuevas piezas especiales.

Por lo tanto, la secuencia de los elementos componentes de la instalación que nos ocupa, resulta ser la siguiente:

Codo de 90° a la salida del pozo – Arqueta de contaje (contador volumétrico y caudalímetro) – Válvula de retención – Cono reductor DN 200/300 mm – Dos calderines hidroneumáticos en serie – Válvula de compuerta de regulación – Manómetro de glicerina con grifo de aislamiento de latón – Codo de 45° a la salida de la caseta (Franquet, 2024).

4.2. Cálculo de los calderines hidroneumáticos antiarriete

4.2.1. Datos básicos

El cálculo se llevó a cabo para el caso más desfavorable, que es el de la tubería de impulsión pozo – depósito, con los siguientes datos:

$$\left\{ \begin{array}{l} L \text{ (longitud de la tubería)} = 2533 \text{ m.} \\ Q \text{ (caudal)} = 100 \text{ l/s.} \\ D \text{ (diámetro)} = 300 \text{ mm (DN 12").} \\ P_m \text{ (presión manométrica)} = 18.7 + 1 = 19.7 \text{ atm.} \\ P_1 \text{ (presión estática)} = 16.0 + 1 = 17.0 \text{ atm.} \\ P_2 \text{ (presión máxima prevista)} = 30.9 + 1 = 31.9 \text{ atm.} \\ P_o \text{ (presión de llenado)} = 0.91 P_1 = 0.91 \times (16 + 1) = 15.4 \text{ atm.} \end{array} \right.$$

Las presiones se miden al comienzo de la impulsión, es decir, a la cota taquimétrica $Z = + 33.900$ m.s.n.m. (Fig. 3).

4.2.2. Cálculo del volumen de los calderines

$$\underline{E_{ci} \text{ (energía cinética)}} = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{20 L Q^2}{g \pi D^2} = \frac{20 \times 2533 \times 100^2}{9.81 \times \pi \times 30^2} = 18283 \text{ kp.m.}$$

(179356 N.m).

$$\underline{E_e \text{ (energía de la expansión del gas del amortiguador)}} = \Delta V_e (7P_1 + 3P_m)$$

$$\Delta V_e = \frac{0.8 P_o V_o (P_m - P_1)}{P_m P_1} = \frac{0.8 \times 15.4 \times (19.7 - 17.0) V_o}{19.7 \times 17.0} = 0.10 V_o$$

$$E_e = (7 \times 17.0 + 3 \times 19.7) \times 0.10 V_o = 17.81 V_o \text{ kp.m.}$$

$$\underline{E_{co} \text{ (energía de la compresión por retroceso del agua)}} = \Delta V_c (7P_1 + 3P_2)$$

$$\Delta V_c = \frac{0.8 P_o V_o (P_2 - P_1)}{P_2 P_1} = \frac{0.8 \times 15.4 (31.9 - 17.0) V_o}{31.9 \times 17.0} = 0.34 V_o$$

$$E_{co} = (7 \times 17 + 3 \times 31.9) \times 0.34 V_o = 73 V_o \text{ kp.m.}$$

$$\underline{E_p \text{ (energía consumida en pérdida de carga durante el recorrido de ida y vuelta)}}$$

$$E_p = 3.33 J l_v (\Delta V_e + \Delta V_c), \text{ con los siguientes valores:}$$

$$J l_v = 14.59 \text{ m. ; } \Delta V_e = 0.10 V_o ; \Delta V_c = 0.34 V_o , \text{ y entonces:}$$

$$E_p = 3.33 \times 14.59 (0.10 + 0.34) V_o = 21.4 V_o \text{ kp.m.}$$

Se cumple que: $E_{ci} + E_e = E_{co} + E_p$, o sea:

$$18283 + 17.8 V_o = 73 V_o + 21.4 V_o, \text{ de donde: } V_o = \frac{18283}{76.6} = 239 \text{ litros.}$$

Así pues, para mayor seguridad, se instalaron dos calderines de 200 litros cada uno, con una PN de 40 atm (40 bar).

4.2.3. Justificación por la velocidad de la impulsión

Se parte de la base de que los tubos deben probarse en fábrica a una presión mínima igual a 2 veces la de trabajo y que, por lo tanto, admiten una sobrepresión de corta duración igual a la presión nominal de trabajo. Esto exige una primera limitación (en el caso más favorable, con $P_t = 15 \text{ kp/cm}^2 = 1.5 \text{ MPa}$).

La celeridad de propagación de la onda de presión en la tubería de impulsión (que es mixta por sus materiales constitutivos) se ha determinado aplicando la media aritmética ponderada con la longitud de los diferentes tramos de que consta, ofreciendo un valor de 1024 m/s, por aplicación de la fórmula de Joukowski-Frizell-Allievi (1898-1903) ya mencionada anteriormente, por lo que se tendrá:

$$V \leq \frac{g}{a} \times P_t = \frac{9.81}{1024} \times 150 = 1.44 \text{ m/s, que en el caso de la tubería más}$$

desfavorable empleada, con $P_t = 5 \text{ kp/cm}^2$ (0.5 MPa) quedaría reducida, aproximadamente, a la tercera parte.

Si pretendemos limitar la velocidad la velocidad de la impulsión por la necesidad de evitar la cavitación, entonces debe cumplirse, para la misma tubería, una velocidad límite de:

$$V \leq \frac{g}{a} (P_1 + P_a) = \frac{9.81}{1024} (170 + 10) = 1.72 \text{ m/s.}$$

Admitiendo, por último, que la presión total (al producirse el golpe de ariete que sigue a la cavitación) pueda alcanzar, como máximo, 2 veces la presión nominal de trabajo, se tendrá, para la misma tubería:

$$V \leq \frac{g}{a} (2P_t - 3P_1 - 2P_a) = \frac{9.81}{1024} (2 \times 150 - 3 \times 170 - 2 \times 10) = -2.20 \text{ m/s}$$

(velocidad negativa o nula, o sea, imposibilidad de funcionamiento de la instalación), que nos ofrece la velocidad máxima a que puede circular el agua para que el golpe de ariete no sea peligroso, aún produciéndose fenómenos de cavitación.

En todo caso, también en base a lo especificado en la tabla 3 del anejo de material complementario, la media aritmética de los criterios allí empleados arrojaría un valor máximo, para dicha velocidad, de 1.14 m/s.

Como puede observarse, y para todos los casos, la velocidad media de circulación en esta conducción forzada de: $V = 1.42 \text{ m/s}$, que se deduce de la expresión:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0.1 \times 4}{\pi \times 0.3^2} = 1.42 \text{ m/s},$$

lo que obligaba a disponer de los proyectados dispositivos anti-ariete, que aparecen descritos en las siguientes figuras 2 y 3.

4.3. Otras sobrepresiones accidentales

Calculamos ahora la sobrepresión originada por una supuesta bolsa de aire de 100 litros al arrancar la bomba del pozo, situando dicha acción junto al juego de llaves de compuerta cerradas a instalar en la entrada del depósito cubierto de hormigón armado.

Suponiendo que, al arrancar la bomba, la presión en el interior de la conducción es la atmosférica, avanzando la masa de agua en el tramo final a razón de 1.42 m/s , dicha masa valdrá, teniendo en cuenta que:

$$L = 2533 + 4.75 = 2537.75 \text{ m},$$

$$144.00 \times \frac{\pi \times 0.2^2}{4} \times 1000 + 2537.75 \times \frac{\pi \times 0.3^2}{4} \times 1000 - 100 = 183807 \text{ kg},$$

y la media fuerza viva será (Gómez, 1979-1981):

$$\frac{0.5 \times 183807 \times 1.42^2}{9.81} = 18890 \text{ kp.m (185311 m.N)}.$$

Si suponemos una compresión isoterma, el trabajo absorbido por el aire al ser oprimido por la columna de agua, será:

$$P_1 V_1 \times 2.3 \times \log \frac{P_2}{P_1} = 18890 \text{ kp.m, con: } P_1 = 1 \text{ kp/cm}^2 = 0.1 \text{ MPa}$$

$V_1 = 100 \text{ litros} = 100000 \text{ cm}^3$, o sea:

$$1 \times 100000 \times 2.3 \times \log P_2 = 1.889.000 \text{ kp.cm.}; \log P_2 = 8.213 ,$$

lo que implicaría la rotura instantánea de la tubería, de donde se dedujo la perentoria necesidad de instalar ventosas en puntos determinados de la conducción al objeto de eliminar la posibilidad de formación de bolsas de aire en el interior de la tubería de impulsión estudiada (Franquet, 2024).

En cualquier caso, se previó la instalación de un presostato, en el cuadro de mandos, para provocar la parada automática del grupo de bombeo del interior del pozo, tanto en el supuesto de producirse sobrepresiones indeseables por los efectos antedichos, o bien depresiones por la rotura de la tubería de impulsión y la consiguiente pérdida del fluido circulante por la misma.

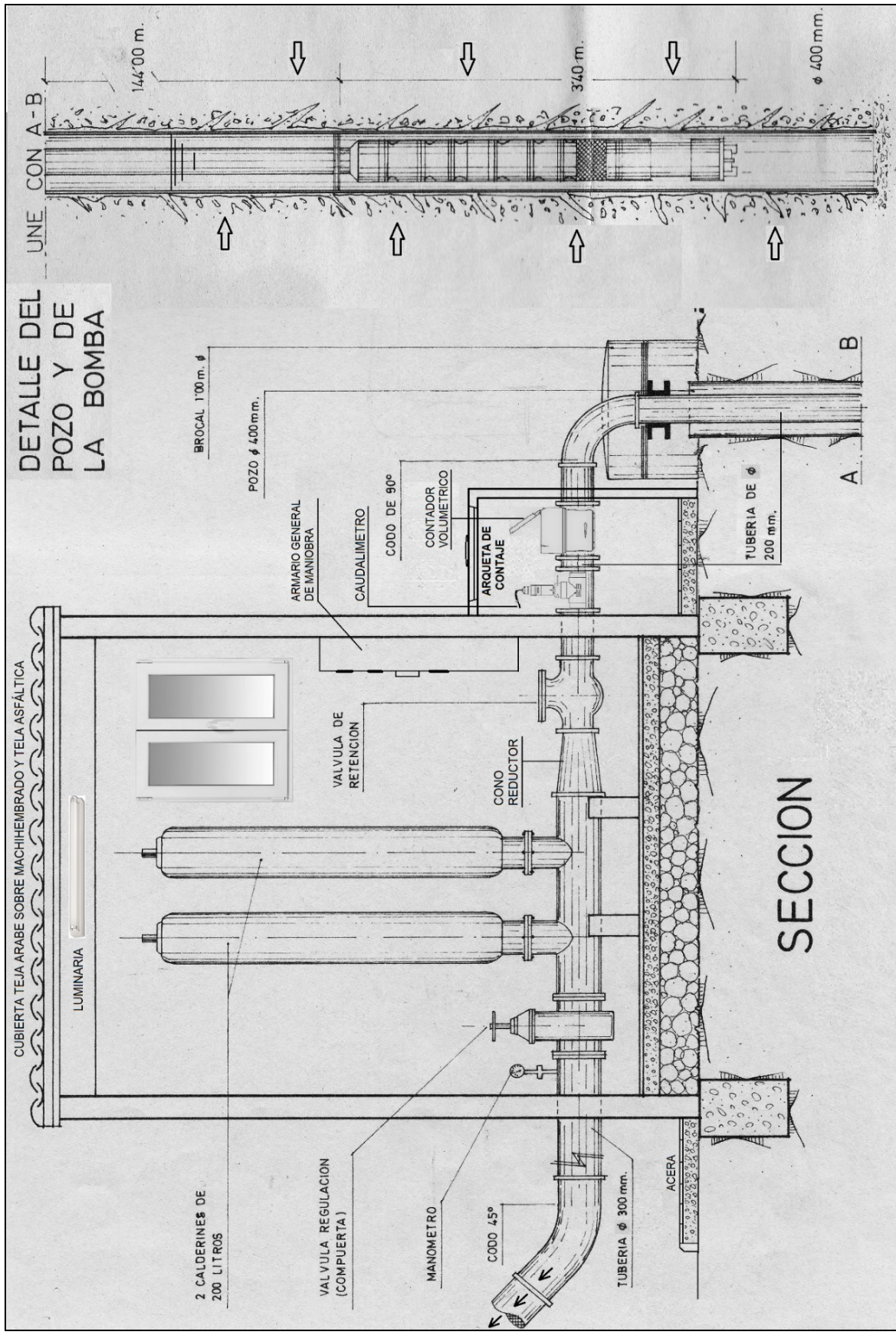


Fig. 2. Caseta de bombeo (elementos electromecánicos).

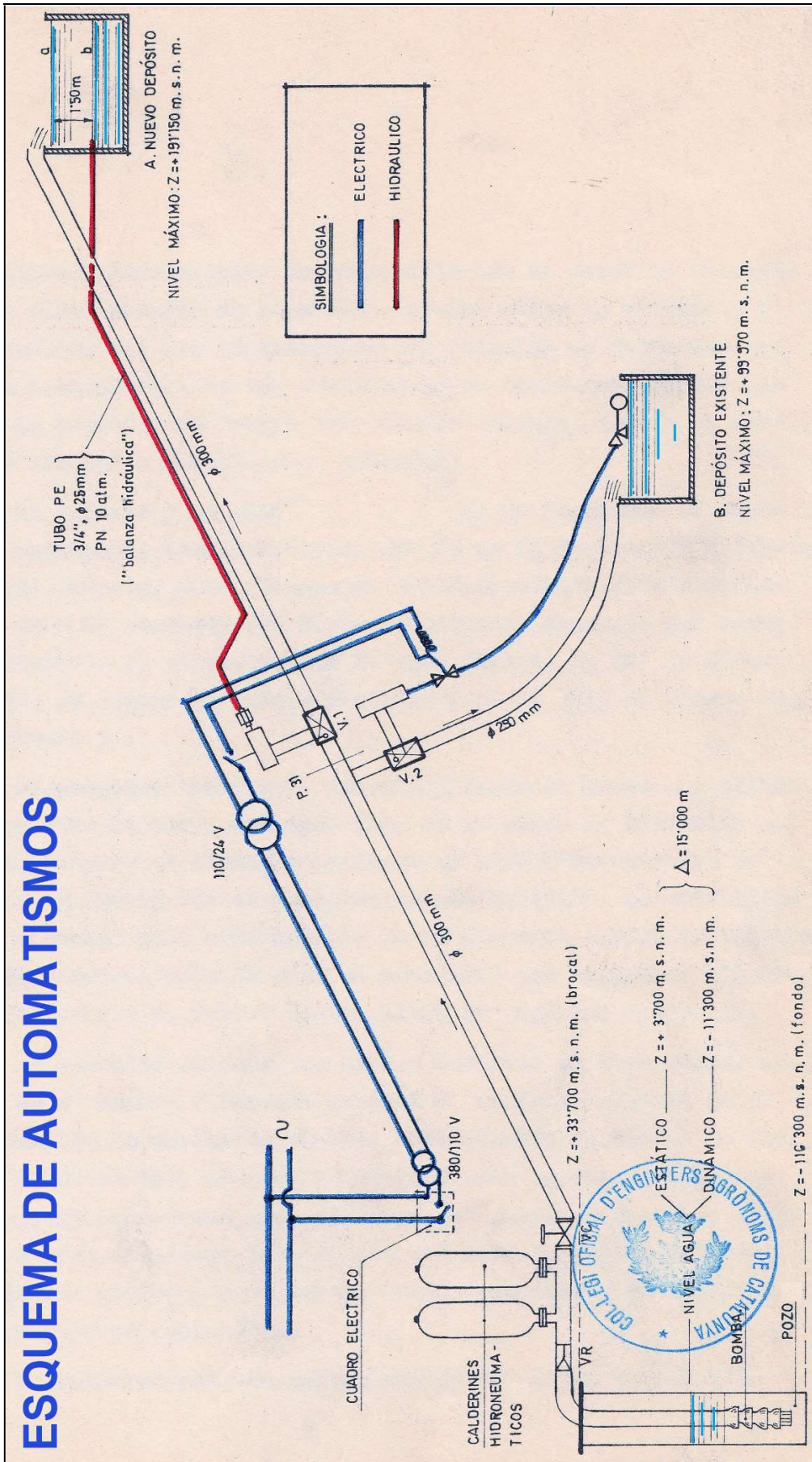


Fig. 3. Esquema de automatismos.

4.4. Otros datos de interés

A) El conjunto antiarriete proyectado consistía en sendas cámaras herméticas parcialmente llenas de nitrógeno a la presión manométrica del punto de acoplamiento. El gas mencionado amortigua los desplazamientos del fluido hacia arriba después de una parada de la bomba. En el retroceso actúa, absorbiendo gran parte de la energía, en base al siguiente esquema:

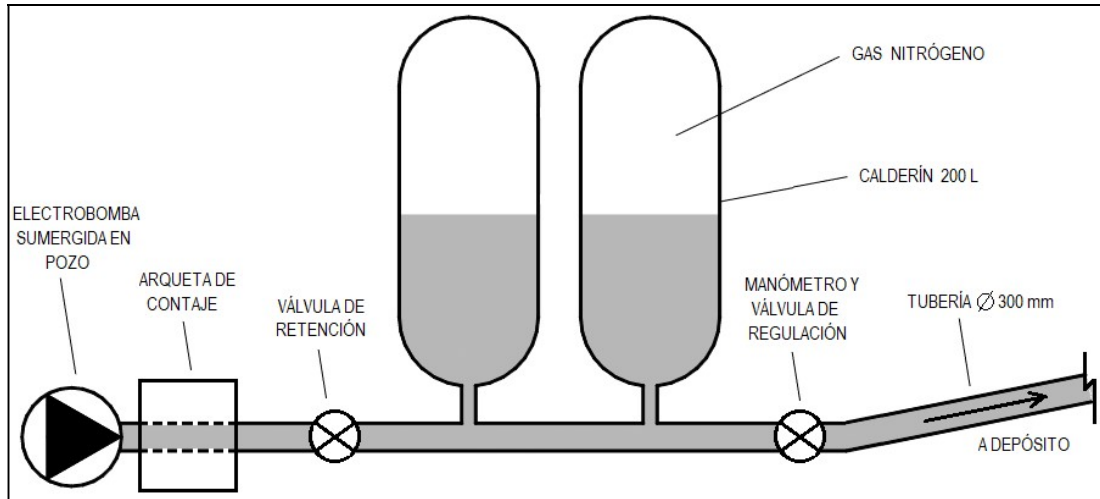


Fig. 4. Esquema de los calderines hidroneumáticos en caseta de bombeo.

Para conseguir el buen funcionamiento del dispositivo es indispensable mantener el volumen de gas dentro de unos límites, con lo cual las pérdidas del mismo se regularán mediante el correspondiente grupo compresor. Se colocan dichos calderines inmediatamente próximos a la válvula de retención prevista, teniendo en cuenta el sentido del flujo circulante (ver Figs. 2 y 3).

Por otra parte, la solución al problema del escape y disolución del gas comprimido en los calderines, se resuelve por medio de una vejiga en la que se encierra el gas, evitando no estar en contacto con el agua, que se halla provista de una válvula como la que aparece en la figura siguiente:

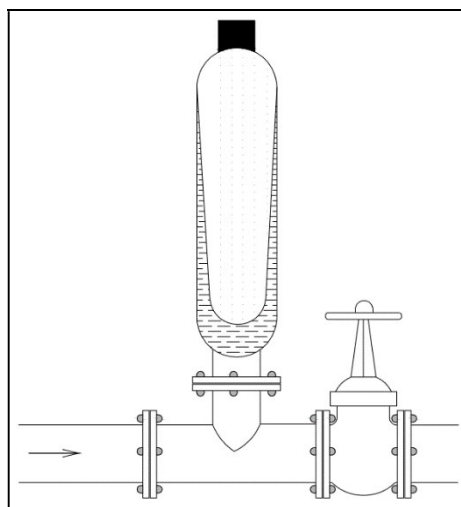


Fig. 5. Amortiguador de vejiga.

B) La tubería de impulsión del sistema pozo-depósito se calculó para dos hipótesis diferentes de funcionamiento, en base al esquema de automatismos (Fig. 3): llenado del nuevo depósito (situado a la cota máxima $Z = + 191.150$ m.s.n.m.) y llenado del depósito existente (que se halla situado a la cota máxima $Z = + 99.970$ m.s.n.m.).

El timbraje del tramo de tubería común viene definido por la situación más desfavorable. A continuación de la bifurcación de la tubería, en cada tramo se colocó una válvula de retención para evitar que el golpe de ariete ocasionado en un tramo pueda afectar al otro. Las restantes válvulas de retención previstas se situaron en los puntos resultantes de los cálculos pertinentes.

El timbraje se calculó gráficamente mediante el conocido diagrama ya mencionado de Schnyder-Bergeron (1929), habiéndose dibujado las líneas piezométricas correspondientes a la impulsión principal y a la secundaria que conduce el fluido circulante al depósito existente, las sobrepresiones debidas al golpe de ariete, la pérdida provocada por la válvula de compuerta y la situación de las válvulas de retención.

C) Por lo que se refiere a los esfuerzos exteriores actuantes, y para su mejor protección, se previó el enterramiento (en aquellos tramos en que el terreno así lo permite) de la tubería de impulsión, a una profundidad media de 0.85 m mediante zanja ordinaria estrecha.

El relleno, efectuado sobre un lecho de arena, se llevó a cabo con el mismo material procedente de la excavación, considerando un 20% de esponjamiento. Se considera mixto de terraplén-pedraplén, con un peso específico aparente del material $\gamma = 1.75$ t/m³, ángulo de rozamiento interno $\varphi = 35^\circ$ e índice de huecos $n = 37.5\%$.

En la tubería principal, se tendría una presión de relleno sobre los tubos enterrados, en el caso más desfavorable ($D_i = 300$ mm, $D_e = 372$ mm), de:

$h/D_e = 60$ cm/37.2 cm = 1.61, de donde según Janssen (1895), procede adoptar un valor $\alpha = 1.50$, esto es:

$$P = \gamma \times D_e^2 \times \alpha = 1.75 \times 0.372^2 \times 1.50 = 0.363 \text{ t/m.l.},$$

acción ésta que resulta perfectamente soportable por el tubo en cuestión.

En la tubería prevista al depósito existente ($D_i = 250$ mm, $D_e = 292$ mm), las acciones mencionadas alcanzan valores menores, por lo que obviamos aquí su especificación pormenorizada que, en cualquier caso, pueden consultarse en Franquet (1983).

5. DISTRIBUCIÓN DEL AGUA A LAS PARCELAS DE CULTIVO

En riegos comunitarios a la demanda como el que aquí se estudia se plantea el problema de fijar los caudales de tal forma que, manteniéndose una buena garantía de servicio F , se reduzcan los diámetros de las tuberías de

distribución, especialmente de las principales, reportando con ello un apreciable ahorro económico. Alternativamente, calcular todas las canalizaciones para el máximo caudal posible (suponiendo el servicio simultáneo de todas las tomas del ramal) constituye un evidente despilfarro económico, ya que la probabilidad de que tenga lugar tal circunstancia resulta estadísticamente muy pequeña (Gómez, 1979).

En este sentido (Clément, 1966-1986) ha popularizado varias fórmulas para contemplar esta circunstancia minorante, siendo la más conocida de ellas:

$$Q = p \cdot n \cdot q \left(1 + U \sqrt{\frac{1}{p \cdot n} - \frac{1}{n}} \right), \text{ donde:}$$

$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Caudal de cálculo de un tramo que alimenta "n" tomas reales de caudal "q".} \\ p = \text{Probabilidad de que una toma esté abierta.} \\ U = \text{Valor de la función de Gauss acumulativa de la distribución normal para una determinada probabilidad de fallo.} \end{array} \right.$

De su estudio analítico y determinación de sus ramas infinitas parabólicas (recta impropia) e hiperbólicas (asíntota o recta real) se deduce la expresión del número de tomas teóricas de cálculo K, teniendo en cuenta que, como se verá, $p = 1/3$, o sea:

$$\lim_{n \rightarrow +\infty} K = \lim_{n \rightarrow +\infty} \frac{n}{3} \left(1 + U \sqrt{\frac{2}{n}} \right) = +\infty, \text{ luego procede hallar la expresión de la recta:}$$

$y = a \cdot n + b$, con los coeficientes "a" (pendiente) y "b" (término independiente):

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \lim_{n \rightarrow +\infty} \frac{K}{n} = \lim_{n \rightarrow +\infty} \frac{1}{3} \left(1 + U \sqrt{\frac{2}{n}} \right) = \frac{1}{3} \\ b = \lim_{n \rightarrow +\infty} (K - an) = \lim_{n \rightarrow +\infty} \left[\frac{n}{3} \left(1 + U \sqrt{\frac{2}{n}} \right) - \frac{n}{3} \right] = \lim_{n \rightarrow +\infty} \frac{n}{3} \left[1 + U \sqrt{\frac{2}{n}} - 1 \right] = +\infty \end{array} \right.$$

luego existe una rama parabólica oblicua vertical según la recta: $K = a \times n = \frac{n}{3}$.

Con ello, se obtuvo la siguiente representación gráfica para algunos valores de F (concretamente 99% y 90%), teniendo en cuenta que, según la calidad descendente del servicio buscada, se tienen los valores de U:

F = 99.9%	→ U = 3.090
F = 99.5%	→ U = 2.580
F = 99.0%	→ U = 2.327
F = 97.5%	→ U = 1.960
F = 95.0%	→ U = 1.645
F = 90.0%	→ U = 1.282

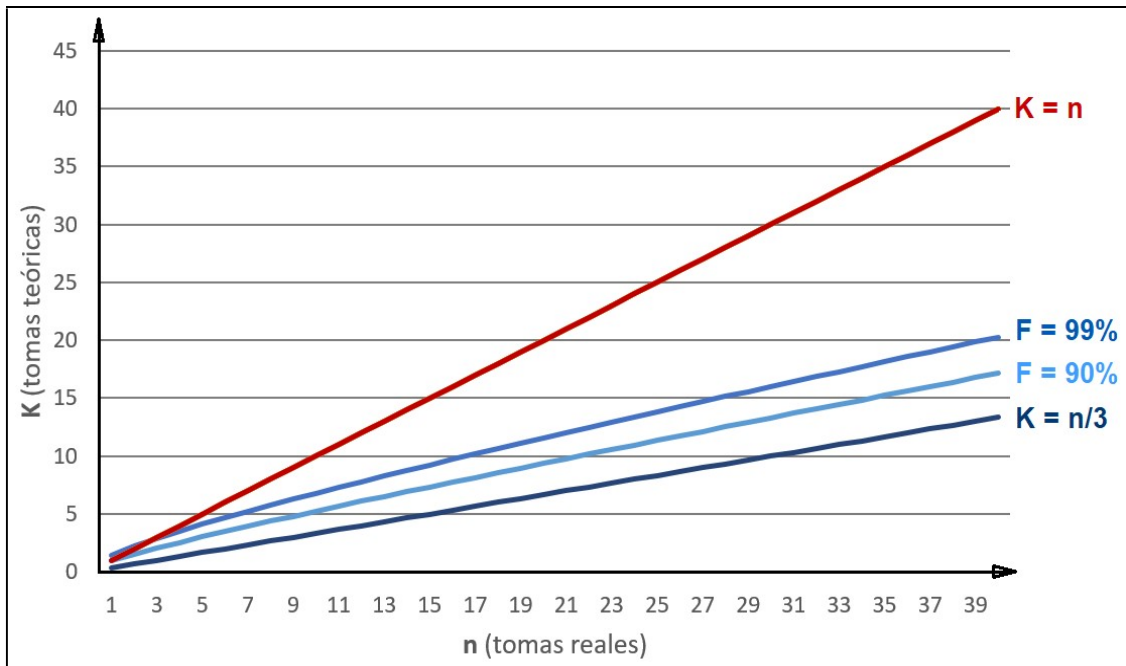


Fig. 6. Tomas teóricas de cálculo en relación a las reales.

A la vista de este resultado, vale la pena ofrecer en el diseño un aumento de la calidad del servicio del 90% al 99%, puesto que el número de tomas teóricas K y el correspondiente caudal de cálculo Q de la instalación apenas aumenta significativamente, lo que se traduce también en un escaso incremento de los costes de establecimiento. Fijando un rendimiento de la red de distribución aproximado de 2/3, se tenía una probabilidad de apertura de una toma de 1/3.

Asignando un factor o coeficiente de calidad de funcionamiento: F = 99%, al que corresponde: U = 2.327, se tendrá:

$$K = n.p. \left(1 + U \sqrt{\frac{1}{n \times \frac{1}{3}} - \frac{1}{n}} \right) = \frac{n}{3} \left(1 + 2.327 \sqrt{\frac{2}{n}} \right)$$

Alternativamente, para F = 90% se tendría con U = 1.282:

$$K = \frac{n}{3} \left(1 + 1.282 \sqrt{\frac{2}{n}} \right),$$

habiéndose expuesto los resultados obtenidos, en ambos casos, en las tablas correspondientes del Anejo de material complementario (Tablas 4, 5, 6 y 7) para los dos tipos de contadores volumétricos a instalar en las diferentes parcelas de la zona regable, de 1 1/2" (Ø 40 mm) y de 1 1/4" (Ø 30 mm).

Como resultados alternativos a los que se deducen de la aplicación de la anterior fórmula de Clément, a los efectos del cálculo del caudal inicial necesario de la tubería de la tubería con servicio en ruta, no resultan de aplicación directa los coeficientes o factores clásicos de simultaneidad

usualmente empleados en la práctica constructiva electrotécnica o de fontanería, como, por ejemplo:

$$C_{s1} = \frac{19 + n}{10(n + 1)}; \quad C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{n - 1}}$$

habida cuenta de que ofrecen valores muy bajos que provocarían una escasa calidad del servicio F y, por ello, resultan inaplicables para las distribuciones de agua de riego como la que aquí nos ocupa.

6. CONCLUSIONES

- a) El aprovechamiento de la topografía de los terrenos agrícolas facilita la elevación del agua para riego hasta los depósitos ubicados en puntos de cota taquimétrica alta, al objeto de su posterior distribución por la zona regable mediante una red más o menos extensa de conducciones forzadas o a presión.
- b) Es importante tener en cuenta el dimensionamiento del riego sobre la base de futuras posibles ampliaciones de la zona regable y de los consumos de los cultivos, teniendo en cuenta los efectos previsibles del cambio climático y/o la aparición de eventuales necesidades urbanas, industriales, ganaderas, de lucha contra incendios o derivadas de cambios a cultivos con mayores exigencias hídricas.
- c) La distribución del sistema de riego a la demanda -como el que aquí se estudia- exige su racionalización al objeto de optimizar el proceso minimizando los costes de establecimiento (apertura de zanjas, tuberías, depósitos, instalaciones electromecánicas, ...) y de funcionamiento (gobierno del sistema pozo-depósito mediante sondas de hidronivel, telecomunicación, centralización, control e informatización, etc.).
- d) El timbraje de la tubería principal de impulsión debe calcularse gráficamente mediante el conocido diagrama de Schnyder-Bergeron, dibujándose las líneas piezométricas correspondientes, las sobrepresiones debidas al golpe de ariete, las pérdidas de carga provocadas por las válvulas de compuerta y la situación de las válvulas de retención y otras piezas especiales de interés.
- e) Debe prestarse singular atención al cálculo del “golpe de ariete” (o “pulso de Joukowski”), cop de moltó (catalán), water hammer (inglés) o coup de bélier (francés), que constituye una modificación de la presión en una conducción forzada debida a la variación del estado dinámico del líquido. En las paradas de las bombas, en el cierre o apertura de las válvulas, etc., se produce esta variación de la velocidad de la circulación del líquido conducido en la tubería (flujo no permanente), que origina alteraciones bruscas en las presiones acompañadas de deformaciones elásticas del líquido circulante y de la propia tubería. Este fenómeno transitorio es un proceso periódico de corta duración que suele ir acompañado de ruido y vibraciones.

- f) El golpe de ariete supone un peligro notable que amenaza particularmente a las instalaciones hidráulicas como la que nos ocupa. Este fenómeno puede causar una sobrepresión tan considerable que exceda incluso de la resistencia a la tracción de los materiales que conforman las paredes de la conducción, lo que provocaría su estallido o rotura violenta.
- g) En cualquier conducción, tanto en caso de elevación como en descenso, se deberá calcular el golpe de ariete y evitarlo o neutralizarlo mediante los correspondientes mecanismos (válvulas de retención y calderines hidroneumáticos, en el caso aquí contemplado) evitándose pérdidas económicas y sociales como roturas en las conducciones y consecuentes inundaciones, daños en grupos de bombeo e incluso posibles accidentes en el personal de servicio.
- h) En riegos comunitarios a la demanda, como el que aquí se estudia, se plantea el problema de fijar los caudales de cálculo de tal forma que, manteniéndose una buena garantía de calidad del servicio, se reduzcan los diámetros de las tuberías de distribución, especialmente de las principales, reportando con ello un apreciable ahorro económico. Alternativamente, calcular todas las canalizaciones para el máximo caudal posible (suponiendo el servicio simultáneo de todas las tomas del ramal) constituye un despilfarro poco justificable, ya que la probabilidad de que tenga lugar tal circunstancia resulta estadísticamente muy pequeña.
- i) Vale la pena ofrecer, en el diseño de la obra, un aumento de la calidad del servicio al usuario del 90% al 99%, como se hizo en este caso, puesto que el número de tomas teóricas y el correspondiente caudal de cálculo de la instalación apenas aumenta significativamente, lo que se traduce también en un escaso incremento de los costes de establecimiento.
- j) En este tipo de instalaciones, conviene adoptar un sistema centralizado de control de riego que ofrezca la posibilidad de programar sistemas de riego automático, instalados en diferentes lugares, con funciones que normalmente se controlan en el programador de cada punto. El sistema permite ahorrar grandes cantidades de agua al ajustar, desde un solo ordenador, las programaciones en tiempo real en función de las variaciones climáticas diarias, de la temporada o de las previsiones meteorológicas, parando automática o manualmente todos los sistemas cuando llueve (tensiómetros y monitor con sensores de humedad, temperatura y transmisión de datos) o bien aumentando la dosis de riego en días de altas temperaturas y/o baja humedad relativa del aire. Al comunicarse con los sensores instalados localmente, informa acerca de los problemas de funcionamiento, como la rotura de tuberías o las fugas de depósitos. Además, calcula las variaciones en el consumo de agua, para prever futuras necesidades e identificar los puntos mejorables.

ANEJO DE MATERIAL COMPLEMENTARIO

Tabla 3. Características de las tuberías usuales.

DN		S (m ²)	q ₀ (l/s)	q _{máx.} (l/s)	V _{máx.} (m/s)
“	m				
1/8	0.007	3.85 × 10 ⁻⁵	0.04	0.03	0.60
1/4	0.01	7.85 × 10 ⁻⁵	0.08	0.05	0.61
3/8	0.012	11.31 × 10 ⁻⁵	0.11	0.07	0.62
1/2	0.016	20.11 × 10 ⁻⁵	0.20	0.13	0.65
3/4	0.02	31.42 × 10 ⁻⁵	0.31	0.21	0.67
1	0.025	49.09 × 10 ⁻⁵	0.49	0.33	0.67
1¼	0.032	80.42 × 10 ⁻⁵	0.80	0.55	0.68
1½	0.04	1.26 × 10 ⁻³	1.26	0.87	0.69
2	0.05	1.96 × 10 ⁻³	1.96	1.39	0.71
2½	0.065	3.32 × 10 ⁻³	3.32	2.43	0.73
3	0.08	0.00503	5.03	3.79	0.75
4	0.1	0.00785	7.85	6.15	0.78
5	0.125	0.01227	12.27	10.05	0.82
6	0.15	0.01767	17.67	15.11	0.86
8	0.2	0.03142	31.42	29.13	0.93
10	0.25	0.04909	49.09	49.06	1.00
12	0.3	0.07069	70.69	75.77	1.07
14	0.35	0.09621	96.21	110.08	1.14
16	0.4	0.12566	125.66	152.86	1.22
18	0.45	0.15904	159.04	204.97	1.29
20	0.5	0.19635	196.35	267.25	1.36
24	0.6	0.28274	282.74	425.74	1.51
28	0.7	0.38485	384.85	635.14	1.65
30	0.75	0.44179	441.79	761.06	1.72
32	0.8	0.50266	502.66	902.27	1.79
36	0.9	0.63617	636.17	1233.95	1.94
40	1	0.78540	785.40	1637.00	2.08
44	1.1	0.95033	950.33	2118.23	2.23
48	1.2	1.13097	1130.97	2684.45	2.37
56	1.4	1.53938	1539.38	4099.14	2.66
60	1.5	1.76715	1767.15	4961.25	2.81
64	1.6	2.01062	2010.62	5935.62	2.95
72	1.8	2.54469	2544.69	8248.39	3.24
80	2	3.14159	3141.59	11092.96	3.53
90	2.25	3.97608	3976.08	15476.10	3.89
100	2.5	4.90874	4908.74	20881.20	4.25

NOTA: El q₀ se refiere al caudal correspondiente para una velocidad aproximada de 1.00 m/s, mientras que el q_{máx.} se refiere al caudal máximo propuesto por este autor en función del diámetro interior de la tubería que, a su vez, determinan la V_{máx.} circulante por la misma (ver Cap. 10, epígrafe 3, Franquet, 2019).

Tabla 4. F = 99%. Caudal por toma Q = 1.78 l/s. Contador de 1 1/2" (Ø 40 mm).

n	Q (l/s)	K	Q cálculo (l/s)
1	1.78	1	1.78
2	3.56	2	3.56
3	5.34	3	5.34
4	7.12	4	7.12
5	8.90	4	7.12
6	10.68	5	8.90
7	12.46	5	8.90
8	14.24	6	10.68
9	16.02	6	10.68
10	17.80	7	12.46
11	19.58	7	12.46
12	21.36	8	14.24
13	23.14	8	14.24
14	24.92	9	16.02
15	26.70	9	16.02
16	28.48	10	17.80
17	30.26	10	17.80
18	32.04	11	19.58
19	33.82	11	19.58
20	35.60	12	21.36
21	37.38	12	21.36
22	39.16	12	21.36
23	40.94	13	23.14
24	42.72	13	23.14
25	44.50	14	24.92
26	46.28	14	24.92
27	48.06	15	26.70
28	49.84	15	26.70
29	51.62	16	28.48
30	53.40	16	28.48
31	55.18	16	28.48
32	56.96	17	30.26
33	58.74	17	30.26
34	60.52	18	32.04
35	62.30	18	32.04
36	64.08	19	33.82
37	65.86	19	33.82
38	67.64	19	33.82
39	69.42	20	35.60
40	71.20	20	35.60

Tabla 5. F = 99%. Caudal por toma Q = 1.39 l/s. Contador de 1 1/4" (Ø 30 mm).

n	Q (l/s)	K	Q cálculo (l/s)
1	1.39	1	1.39
2	2.78	2	2.78
3	4.17	3	4.17
4	5.56	4	5.56
5	6.95	4	5.56
6	8.34	5	6.95
7	9.73	5	6.95
8	11.12	6	8.34
9	12.51	6	8.34
10	13.90	7	9.73
11	15.29	7	9.73
12	16.68	8	11.12
13	18.07	8	11.12
14	19.46	9	12.51
15	20.85	9	12.51
16	22.24	10	13.90
17	23.63	10	13.90
18	25.02	11	15.29
19	26.41	11	15.29
20	27.80	12	16.68
21	29.19	12	16.68
22	30.58	12	16.68
23	31.97	13	18.07
24	33.36	13	18.07
25	34.75	14	19.46
26	36.14	14	19.46
27	37.53	15	20.85
28	38.92	15	20.85
29	40.31	16	22.24
30	41.70	16	22.24
31	43.09	16	22.24
32	44.48	17	23.63
33	45.87	17	23.63
34	47.26	18	25.02
35	48.65	18	25.02
36	50.04	19	26.41
37	51.43	19	26.41
38	52.82	19	26.41
39	54.21	20	27.80
40	55.60	20	27.80

Tabla 6. F = 90%. Caudal por toma Q = 1.78 l/s. Contador de 1 1/2" (Ø 40 mm).

n	Q (l/s)	K	Q cálculo (l/s)
1	1.78	1	1.78
2	3.56	2	3.56
3	5.34	2	3.56
4	7.12	3	5.34
5	8.90	3	5.34
6	10.68	3	5.34
7	12.46	4	7.12
8	14.24	4	7.12
9	16.02	5	8.90
10	17.80	5	8.90
11	19.58	6	10.68
12	21.36	6	10.68
13	23.14	7	12.46
14	24.92	7	12.46
15	26.70	7	12.46
16	28.48	8	14.24
17	30.26	8	14.24
18	32.04	9	16.02
19	33.82	9	16.02
20	35.60	9	16.02
21	37.38	10	17.80
22	39.16	10	17.80
23	40.94	11	19.58
24	42.72	11	19.58
25	44.50	11	19.58
26	46.28	12	21.36
27	48.06	12	21.36
28	49.84	13	23.14
29	51.62	13	23.14
30	53.40	13	23.14
31	55.18	14	24.92
32	56.96	14	24.92
33	58.74	14	24.92
34	60.52	15	26.70
35	62.30	15	26.70
36	64.08	16	28.48
37	65.86	16	28.48
38	67.64	16	28.48
39	69.42	17	30.26
40	71.20	17	30.26

Tabla 7. F = 90%. Caudal por toma Q = 1.39 l/s. Contador de 1 1/4" (Ø 30 mm).

n	Q (l/s)	K	Q cálculo (l/s)
1	1.39	1	1.39
2	2.78	2	2.78
3	4.17	2	2.78
4	5.56	3	4.17
5	6.95	3	4.17
6	8.34	3	4.17
7	9.73	4	5.56
8	11.12	4	5.56
9	12.51	5	6.95
10	13.90	5	6.95
11	15.29	6	8.34
12	16.68	6	8.34
13	18.07	7	9.73
14	19.46	7	9.73
15	20.85	7	9.73
16	22.24	8	11.12
17	23.63	8	11.12
18	25.02	9	12.51
19	26.41	9	12.51
20	27.80	9	12.51
21	29.19	10	13.90
22	30.58	10	13.90
23	31.97	11	15.29
24	33.36	11	15.29
25	34.75	11	15.29
26	36.14	12	16.68
27	37.53	12	16.68
28	38.92	13	18.07
29	40.31	13	18.07
30	41.70	13	18.07
31	43.09	14	19.46
32	44.48	14	19.46
33	45.87	14	19.46
34	47.26	15	20.85
35	48.65	15	20.85
36	50.04	16	22.24
37	51.43	16	22.24
38	52.82	16	22.24
39	54.21	17	23.63
40	55.60	17	23.63

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y FONDOS DOCUMENTALES

- | |
|---------------------------------|
| (*) Bibliografía local. |
| (**) Bibliografía general. |
| (***) Bibliografía recomendada. |

- 1) ALLIEVI, L. (1903). *Teoría générale del moto perturbado dell'aqua nei tubi in pressione: colpo d'ariete*. Roma. Tip. dell'Unione cooperativa editrice. Ann. Soc. Ing. Arch. Italiana. (**)
- 2) BARLOW, P.W. (1817). *Essay on the Strength and Stress of Timber and other Materials*. (**)
- 3) BERGERON, L. (1932). *Variations in Flow in Water Conduits*. Comptes rendus des travaux de la Société Hydraulique de France. Paris. (**)
- 4) BERGERON, L. (1950). *Du coup de bélier en hydraulique ou coup de foudre en électricité*. Ed. Dunod. Paris. (**)
- 5) CLÉMENT, R. (1966). *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionant a la demande*. La Houille Blanche, 5. (***)
- 6) CLÉMENT, R. y GALAND, A. (1986). *El riego por aspersión y las redes colectivas de distribución a presión*. Editores Técnicos Asociados. (***)
- 7) FORCHHEIMER, P. (1935). *Tratado de hidráulica*. Ed. Labor, S.A. Barcelona, 1935-1950. 628 p. (***)
- 8) FRANQUET, J.M. (1983). "Proyecto de abastecimiento de agua de riego". Comunidad de Regantes de Mig-Camí. Tortosa (Tarragona). (*)
- 9) FRANQUET, J.M. (2005). *Cálculo hidráulico de las conducciones libres y forzadas (Una aproximación de los métodos estadísticos)*. Ed. Bibliográfica Internacional, S.L. – Universitat Internacional de Catalunya (UIC). Tortosa. 590 p. (**)
- 10) FRANQUET, J.M. (2019). *Dimensionamiento y distribución de las conducciones hidráulicas (una contribución de la Ingeniería matemática)*. Ed. Centro Asociado de la UNED. Colección: Cadup-Estudios. Tortosa, 962 p. (**)
- 11) FRANQUET, J.M. (2024). *Análisis matemático recurrente del golpe de ariete en tuberías*. Ed. Gráfica Dertosense, S.L. Tortosa. 182 p. (**)
- 12) GÓMEZ, P. (1979). *Riegos a presión, aspersión y goteo*. Biblioteca agrícola Aedos. Barcelona, (2ª edición). 280 p. (***)
- 13) GÓMEZ, P. (1981). *Técnica y tecnología del riego por aspersión*. Serie Técnica. Ministerio de Agricultura. Secretaría General Técnica. Servicio de Publicaciones Agrarias. Madrid. 386 p. (***)
- 14) JANSSEN, H.A. (1895). *Versuch über Getreidedruck in Sillozellen*. Z. VDI. 39: 1045-1049. (**)
- 15) JOUKOWSKI, N. E. (1898). *Mem. Imperial Academy Soc. of St. Petersburg*. Vol 9, nº5. (**)
- 16) MENDILUCE, E. (1987, Septiembre). "Discrepancias en el cálculo del golpe de ariete". VII Congreso Internacional de Abastecimiento de Agua. *Revista de Obras Públicas*, 134 (3261), pp. 575-581. 1966-1987. (**)

- 17) MICHEAUD, J. (1878). « Coups de bélier dans les conduites. Etude des moyens employés pour en atténuer les effets ». *Bulletin de la Société Vandoise des Ingénieurs et des Architectes*. Lausanne, 4c année. n. 3 y 4, septiembre y octubre, pp. 56-64; 4(4) y pp. 65-77. (***)
- 18) SAÑUDO, A. E. (2017). *Análisis transitorio por arranque de equipos de bombeo en una red de pozos*. (Tesis de Master). Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). Tesis de Máster. Ciudad de México. (**)
- 19) SCHNYDER, O. (1929). Waterhammer in Pump Discharge Lines. *Schweizerische Bauzeitung*, 94:22-23. (**)
- 20) SCOBAY, F. C. (1930). "The flow of water in riveted steel and analogous pipes". *United States Bulletin of Agriculture*. USDA. Tech. Bull. 150, pp. 1-136. (**)
- 21) WEYRAUCH, R. (1912). *Hydraulisches Rechnen*. Stuttgart: Konrad Wittner. (**)
- 22) WEYRAUCH, R. (1915). *Hydraulic Computation*. Stuttgart. Recuperado de:
<https://www.dora.lib4ri.ch/eawag/islandora/object/eawag%3A13205/datastream/PDF/view> (**)



RELACIÓN DE FIGURAS

- Fig. 1. Histograma anual de volúmenes mensuales por hectárea de riego.
 Fig. 2. Caseta de bombeo (elementos electromecánicos).
 Fig. 3. Esquema de automatismos.
 Fig. 4. Esquema de los calderines hidroneumáticos en caseta de bombeo.
 Fig. 5. Amortiguador de vejiga.
 Fig. 6. Tomas teóricas de cálculo en relación a las reales.

RELACIÓN DE TABLAS

- Tabla 1. Ficha hídrica de las hortalizas.
 Tabla 2. Características de las tuberías empleadas.
 Tabla 3. Características de las tuberías usuales.
 Tabla 4. F = 99%. Caudal por toma Q = 1.78 l/s. Contador de 1 1/2" (Ø 40 mm).
 Tabla 5. F = 99%. Caudal por toma Q = 1.39 l/s. Contador de 1 1/4" (Ø 30 mm).
 Tabla 6. F = 90%. Caudal por toma Q = 1.78 l/s. Contador de 1 1/2" (Ø 40 mm).
 Tabla 7. F = 90%. Caudal por toma Q = 1.39 l/s. Contador de 1 1/4" (Ø 30 mm).