

OPTIMIZACIÓN DE ESTACIONES DE BOMBEO EN RIEGO A LA DEMANDA

Planells P., Tarjuelo J.M. y Ortega J.F.

Resumen:

Se ha desarrollado un método sencillo para definir las curvas máximas y mínimas de altura piezométrica-caudal en la cabecera de una red de distribución de agua para riego, lo que constituyen las envolventes de los posibles puntos de funcionamiento de la red. La curva de máximo se puede utilizar tanto para el dimensionamiento de la estación de bombeo como para su regulación y control en tiempo real, introduciéndola en el módulo PID (Proportional, Integral and Derivative) de un autómata programable. Además, se presenta un método simplificado para evaluar el consumo de energía durante la campaña de riegos, válido para las distintas tarifas eléctricas y sus correspondientes discriminaciones horarias. Los resultados muestran las condiciones de funcionamiento de la estación de bombeo que minimizan el consumo energético anual, indicando el número de bombas iguales acopladas en paralelo que funcionan a velocidad fija o variable, habiendo dimensionado previamente la estación de bombeo para poder suministrar el caudal de diseño en cabecera a una presión que garantice la presión mínima en cualquiera de las tomas de la red para cualquier condición de funcionamiento.

Palabras clave: Diseño, optimización, redes de riego, bombeo, riego a la demanda.

INTRODUCCIÓN

Para dimensionar la estación de bombeo necesaria en una red colectiva de riego a presión a la demanda hay que: a) localizar las tomas de las parcelas buscando el trazado óptimo que minimice el coste total de la red (Granados 1990); b) calcular las dotaciones de las tomas según el tamaño de las parcelas a abastecer (Monserrat et al. 1997, Camacho et al. 1998, Planells et al. 1999); c) determinar los caudales de diseño por línea (asociados a una determinada garantía de suministro) (Clément y Galant 1986); d) dimensionar cada una de las líneas buscando el mínimo coste total (inversión y funcionamiento) (Labye et al 1988, Martínez y Pérez 1992), para llegar a conocer las necesidades de altura piezométrica y caudal en cabecera de la red que debe garantizar la estación de bombeo, a no ser que se disponga de agua con energía suficiente para no necesitar bombeo. A partir de aquí queda una tarea fundamental como es el análisis del funcionamiento de la red bajo distintas condiciones de tra-

bajo, comprobando la presión existente en las tomas cuando se manejan distintos supuestos de tomas abiertas que distribuyen el caudal de cabecera (Arviza 1996). Una regulación óptima de la estación de bombeo será aquella que, con alto rendimiento, se adapte lo más posible a la "curva de demanda o de consigna" de la red, que relaciona las necesidades de altura piezométrica y caudal en cabecera (García-Serra y Madalena 1992, López-Luque et al. 1995, Martínez y Vela 1993), minimizando los excesos de presión en la cabecera para cada caudal demandado.

En el caso de riego a turnos, el caudal de diseño de cada línea de la red es la suma de los caudales de las tomas abiertas aguas abajo en cada turno de riego. En el caso de riego a la demanda el método más utilizado para su determinación es el de Clément (Clément 1966).

En redes de riego ramificadas a la demanda, para un mismo caudal en cabecera, los caudales cir-

Centro Regional de Estudios del Agua. Instituto de Desarrollo Regional. Universidad de Castilla-La Mancha. Campus Universitario s/n, 02071 Albacete. Tfno.: 967 599200; Fax: 967-599233

P. Planells: planells@pol-ab.uclm.es

J. M. Tarjuelo: tarjuelo@prov-ab.uclm.es

J. F. Ortega: jalvarez@prov-ab.uclm.es

culantes por cada línea pueden variar en función del número de tomas en funcionamiento aguas abajo de la misma, de su dotación y de su localización en la red (Arviza 1996), dando lugar a unas necesidades de presión en cabecera variables para garantizar que el nudo de menor presión tenga la mínima necesaria. Esto conduce a que, en realidad, no se pueda hablar de una única “curva de demanda o de consigna” de la red sino de una “franja” de valores de presión para cada caudal demandado.

En este trabajo se aborda el análisis de la curva de consigna para el caso de redes de riego ramificadas a la demanda con un solo punto de suministro, bien por bombeo con inyección directa o alimentada por un depósito. También se presenta un método simplificado para estimar las condiciones de funcionamiento de la estación de bombeo que minimicen el coste energético. Para cada caudal demandado en cabecera se determina cuáles deben ser las tomas abiertas que originan la mayor caída de presión en la red, y con ello la curva de consigna más desfavorable que envuelven a la nube de puntos anteriormente comentada. Esta curva es el punto de partida para el dimensionamiento de la estación de bombeo y su posterior regulación, siendo necesario deducir el número de bombas con velocidad fija o variable que debe funcionar dentro de cada intervalo de caudales para minimizar los costes de inversión y operación de la estación de bombeo.

METODOLOGÍA

Curva de consigna con reparto proporcional

La curva de consigna viene definida por una serie de puntos en el plano H_c - Q_c (altura piezométrica-caudal) del nudo de cabecera de la red de riego, que hace que los nudos del sistema ramificado se mantengan dentro de unos límites de altura piezométrica (H_{\min} , H_{\max}). La altura piezométrica mínima en los nudos de la red es la necesaria en las tomas para que los emisores (aspersores, goteros, etc.) trabajen a su presión nominal, teniendo en cuenta que existirá una caída de presión desde la toma hasta el emisor.

El coeficiente de simultaneidad de la red (CS) (Clement y Galand 1986) se define como el cociente entre el caudal de diseño en cabecera (Q_c) y el caudal total (Q) que se obtendría con todas las tomas abiertas a la vez.

Para poder realizar el análisis de la red es ne-

cesario que se cumpla la ley de continuidad en los nudos, es decir, que la suma de los caudales entrantes sea igual al de los salientes. Una opción sencilla para repartir el caudal de cabecera en una red colectiva de riego a la demanda es utilizar el mismo CS en todas las líneas, consiguiendo así un reparto proporcional del caudal total (Arviza 1996). Si se quisiera comprobar el comportamiento de la red cuando circulan los caudales de diseño por cada una de las líneas, habría que suponer tomas ficticias en los nudos que absorbieran la diferencia entre los caudales de entrada y de salida para que se cumpla la ley de continuidad en los mismos.

Curvas de consigna máxima y mínima

Para determinar las alturas piezométricas máxima y mínima correspondientes a un cierto caudal de cabecera, a la dotación de cada una de las tomas de la red (d_i) se multiplica por un coeficiente a_i , que puede tomar los valores de 0 ó 1 dependiendo de que la toma esté cerrada o abierta, respectivamente, en un momento determinado, obteniéndose así el caudal de cada toma (q_i) para cada una de las condiciones de funcionamiento supuestas como:

$$q_i = a_i d_i \quad (1)$$

Asignando a cada línea el mismo número de identificación que al nudo aguas abajo de la misma, el caudal que circula por la línea i (Q_i) será la suma de los caudales de las tomas a las que abastece la línea i ,

$$Q_i = \sum_{i \in C_i} q_i \quad (2)$$

siendo C_i = conjunto de tomas a las que alimenta la línea i .

Se elige la fórmula de Darcy-Weisbach para el cálculo de las pérdidas de carga de las tuberías de la red,

$$H_{ri} = f_i \frac{8 L_i Q_i^2}{\pi^2 g D_i^5} = r_i Q_i^2 \quad (3)$$

siendo: H_r = pérdida de carga, (m/m); f = factor de fricción; L = longitud de la tubería, (m); g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²); D = diámetro interno, (m); Q = caudal, (m³/s); r = coeficiente de resistencia (s²/m⁵).

Utilizando la programación no lineal entera (Rios 1988) se pueden identificar los coeficientes a_i que hacen máxima o mínima la altura piezométrica necesaria en cabecera para garantizar la presión mínima necesaria en cada toma bajo distintos supues-

tos de caudales en cabecera, probando todas las posibles localizaciones de tomas abiertas que sumen el caudal de cabecera.

Para encontrar el máximo de la altura piezométrica en cabecera (H_c), se utiliza el método antes indicado con las restricciones siguientes:

a) Energéticas (para todas las líneas de la red):

$$H_i = H_{an} - r_i \left(\sum_{j \in C} a_j d_j \right)^2 \quad (4)$$

siendo: H_i = altura piezométrica aguas abajo de la línea i ; H_{an} = altura piezométrica aguas arriba de la línea i .

b) Excedente de presión en los nudos (P_i/γ) respecto a la presión de tarado de la válvula reductora (P_{ti}/γ), que para cada toma se define como: y se aplica la función de mínimo:

siendo: H_g = cota geométrica del hidrante; P_t/γ =

$$\frac{P_i}{\tilde{a}} = H_i - H_{gi} - \frac{P_{ti}}{\tilde{a}} \quad (5)$$

presión de tarado de la válvula reductora, de acuer-

$$\text{Min}\left(\frac{P_i}{\gamma}\right) = 0 \quad (6)$$

do con la presión mínima necesaria en la toma, que podría ser distinta para cada toma dependiendo del tamaño y forma de la parcela que abastece y del tipo de emisor utilizado (aspersor o gotero si, por ejemplo, en la misma red existen ambos métodos de riego en diferentes parcelas).

c) De los coeficientes a_i .

d) Del caudal de cabecera Q_c :

$$Q_c = \sum_{i=1}^n a_i d_i \leq Q_p \quad (7)$$

siendo: Q_p = caudal prefijado en cabecera; n = número de tomas de la red.

De esta manera se identifica el conjunto de valores a_i que maximizan la altura piezométrica de cabecera, indicando las tomas abiertas o cerradas.

De forma semejante se plantea la obtención del mínimo de H_c , con las mismas restricciones que antes, a excepción de la d), pues para encontrar convergencia en el proceso de cálculo debe ser ahora $Q_c \geq Q_p$.

Las curvas de consigna máxima y mínima en

el plano H_c - Q_c , son las envolventes de los posibles puntos de funcionamiento de la red de riego. La estación de bombeo debería dimensionarse para la curva de consigna máxima si se quisiera garantizar presión suficiente en las tomas en todos los casos posibles.

Mediante autómatas programables que recibían información del caudal y presión en cabecera se puede regular el funcionamiento de la estación de bombeo para que siga la curva de consigna deseada. A partir de los caudales y presiones en cabecera, se pueden obtener el número de bombas de velocidad fija o variable que deben funcionar a la vez, así como sus rendimientos y consumos energéticos a lo largo de toda la campaña de riegos.

El método permite también la posibilidad de fijar nudos de caudal constante que no intervengan en el proceso de optimización así como la anulación de hidrantes por no existir riego en la parcela.

Estudio del consumo energético de la estación de bombeo

a) Caudales de diseño por línea:

Cuando en las instalaciones de riego colectivo se contratan tarifas eléctricas que contemplan la discriminación en horas valle, llano y punta, con distinto precio de la energía, resulta necesario conocer la evolución de los caudales en cabecera para cada uno de estos intervalos horarios durante toda la campaña de riegos, tanto para dimensionar correctamente la estación de bombeo como para poder calcular los costes energéticos de funcionamiento. Esta situación de discriminación horaria del consumo se va a seguir manteniendo en los nuevos planteamientos de tarifas eléctricas, donde existen seis periodos tarifarios y cuatro tipos de dí- as a los que pueden añadirse otros periodos de discriminación por el comercializador de la energía. Aunque en la nueva situación de liberalización de mercados, que terminará de implantarse en el año 2000, se establecen contratos individualizados entre la compañía eléctrica y los consumidores cualificados (con un consumo superior a un cierto nivel), donde se pacta un precio único para la energía durante todo el año, se sigue manteniendo un acuerdo de consumo máximo en distintas franjas horarias durante los diferentes meses del año, con fuertes penalizaciones si se sobrepasa la potencia consumida respecto a la contratada en cada periodo pactado. La metodología aquí planteada permite así mismo identificar la potencia óptima a contratar en

cada periodo tarifario para minimizar el precio a que resulta la energía eléctrica consumida, garantizando el poder satisfacer las necesidades de los cultivos a lo largo de la campaña de riegos, y haciendo que la estación de bombeo funcione dentro de las franjas horarias de cada uno de los cuatro tipos de días según las especificaciones del contrato.

Si consideramos constante la pluviosidad media del sistema en toda la zona regable, la dotación de las tomas se puede calcular según la ecuación (Planells et al. 1999):

$$d_i = 2,778 P_{ms} \frac{S_i}{N_{si}} \quad (8)$$

donde: d_i = dotación de la toma en la parcela i (l/s); P_{ms} = pluviosidad media del sistema de riego, (mm/h); S_i = superficie de la parcela i , (ha); N_{si} = número de subunidades o posiciones de riego de la parcela i .

En el planteamiento a desarrollar se considera la posibilidad de que en el manejo del riego durante el ciclo de cultivo se puedan utilizar distintos intervalos entre riegos. La igualdad entre el volumen de suministro de agua a la zona regable durante el intervalo k y el volumen de necesidades conduce a:

$$V_{lk} = \sum_{k=1}^{I_{rk}} V_{dk} = 3,6 \sum_{i=1}^n d_i t_{pi} = 10 \sum_{i=1}^n N_{rk} I_{rk} S_i \quad (9)$$

siendo: V_{lk} = volumen de agua que es necesario suministrar a la zona regable durante el intervalo entre riegos k (m^3); V_{dk} = volumen diario dentro del intervalo k (m^3); n = número de tomas (y de parcelas) conectadas a la red; $t_{pi} = \frac{t_{ri}}{N_{si}}$ = tiempo de rie-

go de la parcela i (h); t_{ri} = tiempo de riego de la subunidad o posición de riego (h); N_{rk} = necesidades brutas medias de riego durante el intervalo k (mm/día); I_{rk} = intervalo entre riegos k (día).

Estableciendo un tiempo medio de riego t_{pmk} para la zona regable durante el intervalo entre riegos k , se tendrá:

$$t_{pmk} = \frac{V_{lk}}{3,6 \sum_{i=1}^n d_i} \quad (10)$$

y al ser las dotaciones constantes durante la campaña de riego, se cumple (figura 1):

$$3,6 \sum_{i=1}^n d_i = \frac{V_{lk}}{t_{pmk}} = \frac{V_{mk}}{t_{mk}} \quad (11)$$

siendo: V_{mk} = volumen medio diario suministrado a la red en el intervalo entre riegos k ($V_{mk} = V_{lk}/I_{rk}$); t_{mk} = tiempo medio de riego diario dentro del intervalo k ($t_{mk} = t_{pmk}/I_{rk}$).

$$t_{mk} = t_{pmk} \frac{V_{mk}}{V_{lk}} \quad (12)$$

Al despejar de la ecuación (11) t_{mk} se tendrá:

Establecida la jornada efectiva de riego (JER) diaria, la probabilidad media dentro del intervalo k de que la toma esté funcionando (p_k) viene dada por (Clément 1966):

$$p_k = \frac{t_{mk}}{JER} \quad (13)$$

La red y la estación de bombeo habrá que dimensionarlas para el periodo (intervalo entre rie-

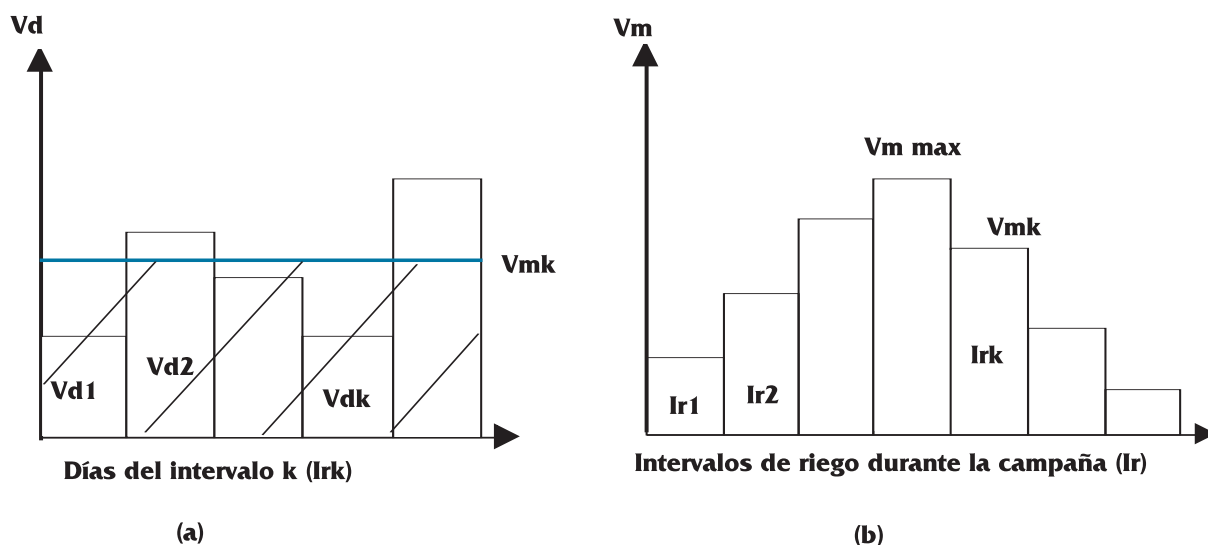


Figura 1. Evolución del volumen de riego consumido:
a) dentro del intervalo entre riegos k , y b) durante la campaña de riegos

gos) donde se encuentre el mayor tiempo de riego medio diario ($t_{m\max}$) y mayor volumen a suministrar ($V_{m\max}$) (figura 1). Al igual que hacen Pulido et al. 1998, el volumen de riego al día se repartirá entre los distintos periodos horarios valle (V_v), llano (V_{ll}) y punta (V_p), con unos tiempos medios diarios de riego t_v , t_{ll} , t_p (figura 2), según la discriminación horaria de la tarifa eléctrica contratada.

$$t_{vk} = t_{mk} \frac{V_{vk}}{V_{mk}} \quad (14a) \quad t_{llk} = t_{mk} \frac{V_{llk}}{V_{mk}} \quad (14b)$$

$$t_{pk} = t_{mk} \frac{V_{pk}}{V_{mk}} \quad (14c)$$

donde $V_{mk} = V_{vk} + V_{llk} + V_{pk}$ y $t_{mk} = t_{vk} + t_{llk} + t_{pk}$.

Si llamamos h_v , h_{ll} y h_p al número de horas valle, llano y punta posibles durante la JER, se tendrá que $JER = h_v + h_{ll} + h_p$, y las probabilidades medias de funcionamiento en horas valle (p_v), llano (p_{ll}) y punta (p_p) serán:

$$p_{vk} = \frac{t_{vk}}{h_v} \quad (15a) \quad p_{llk} = \frac{t_{llk}}{h_{ll}} \quad (15b)$$

$$p_{pk} = \frac{t_{pk}}{h_p} \quad (15c)$$

El caudal de diseño en cabecera Q_c viene dado por la fórmula de Clément (1966) generalizada:

$$Q_c = \sum_{i=1}^n d_i p_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1 - p_i) d_i^2} \quad (16)$$

siendo: U = percentil de la función de distribución normal asociado a una determinada calidad de funcionamiento, p_i = probabilidad de funcionamiento de la toma i y d_i = dotación de la toma i .

Utilizando las probabilidades medias correspondientes a los tiempos de riego medios en horas valle, llano y punta, los caudales de diseño en cabecera en estos periodos horarios vendrán dados por:

$$Q_v = p_v \sum_{i=1}^n d_i + U \sqrt{p_v (1 - p_v) \sum_{i=1}^n d_i^2} \quad (17)$$

$$Q_{ll} = p_{ll} \sum_{i=1}^n d_i + U \sqrt{p_{ll} (1 - p_{ll}) \sum_{i=1}^n d_i^2} \quad (18)$$

$$Q_p = p_p \sum_{i=1}^n d_i + U \sqrt{p_p (1 - p_p) \sum_{i=1}^n d_i^2} \quad (19)$$

Tanto las tuberías como la estación de bombeo habrá que dimensionarlas para las condiciones más desfavorables de caudal de diseño y altura piezométrica máxima necesaria en cabecera de la red de riego de manera que se garantice la presión mínima en toma, en cualquiera de los periodos de discriminación horaria. Esto conducirá a un mayor sobredimensionamiento de tuberías y bombas cuanto más se concentre el caudal de suministro en ciertos periodos horarios respecto a la hipótesis de igual probabilidad de caudales demandados en cabecera durante todas las horas de la JER, que suele ser el criterio normalmente manejado.

Para poder realizar un estudio preciso del consumo energético en el bombeo habría que conocer la evolución diaria del caudal demandado en cabecera durante toda la campaña de riegos, donde las costumbres de riego de los propios agricultores, el uso de discriminación de costes de riego en las distintas horas del día, e incluso el propio sistema de riego (por ejemplo, evitando regar en horas de mayores pérdidas por evaporación y arrastre por el

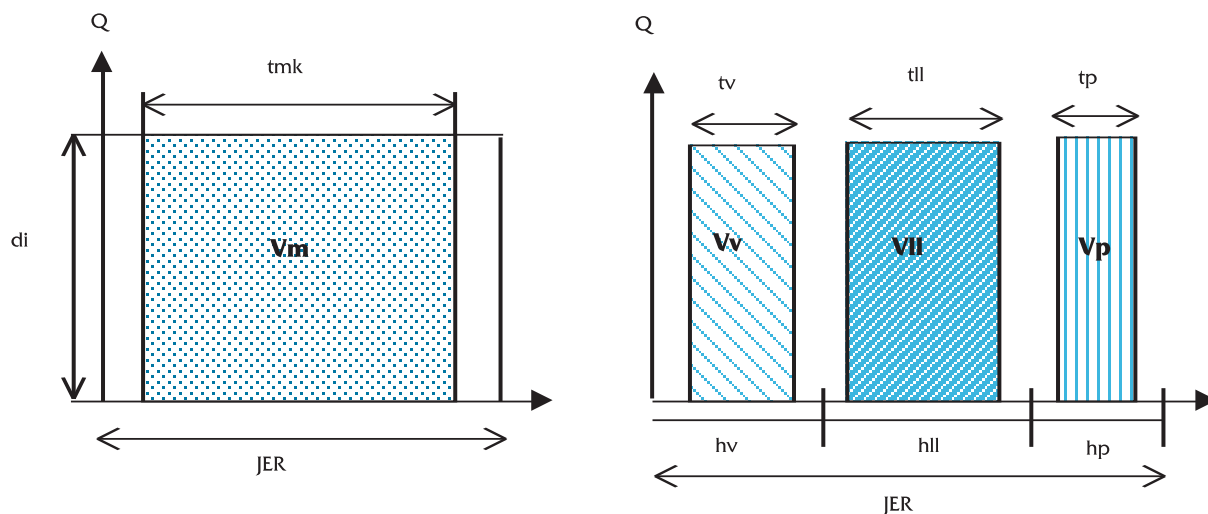


Figura 2. a) Volumen medio de riego al día (V_m), y b) su distribución en horas valle (V_v), llano (V_{ll}) y punta (V_p)

viento en riego por aspersión) condicionan la demanda de riego. Puesto que la evolución real es muy difícil de conocer, se puede recurrir a distintos tipos de simplificaciones que proporcionan una aproximación al tema. Una de las aproximaciones más sencillas es utilizar el caudal medio en el periodo considerado, obtenido como cociente entre el volumen de riego a suministrar y el tiempo de funcionamiento del sistema en ese periodo. También podría hacerse una estimación utilizando el caudal de diseño en cabecera, en cuyo caso se reduciría el tiempo de utilización del sistema, obteniendo una aproximación de uno de los consumos energéticos más altos posibles de alcanzar en la red. Por el contrario, si se supone el caudal ficticio continuo para la JER, lo que implica que la estación de bombeo debería funcionar todos los días de la campaña de riegos durante la JER, el consumo energético estaría próximo al mínimo al utilizar la potencia mínima, aunque durante mayor número de horas. De cualquier manera, las propias características de las bombas que se seleccionen para abastecer las necesidades de presión y caudal máximo en la red condicionarán las diferencias entre las estimaciones de consumo energético planteadas.

b) Regulación con bombas de velocidad variable:

En el supuesto general de una estación de bombeo compuesta por n_{BV} bombas iguales de velocidad variable y regulación compartida (todas las bombas giran a la misma velocidad) (García-Serra y Madalena 1992), la altura manométrica suministrada (H , en m) y el rendimiento del grupo motobomba (η), en función del caudal (Q , en l/s), vienen dados por:

$$H = C \alpha^2 - \frac{E}{n_{BV}^2} Q^2 \quad (20)$$

$$\eta = \frac{F}{n_{BV}^2 \alpha^2} Q^2 + \frac{G}{n_{BV} \alpha} Q \quad (21)$$

siendo: C, E, F, G = coeficientes de la bomba (obtenidos mediante análisis de regresión a partir de las curvas características dadas por el fabricante); α = número de revoluciones relativo de la bomba ($\alpha = N_b/N_0$) en un momento dado; N_0 = número de revoluciones nominal de la bomba; N_b = número de revoluciones de la bomba en un momento dado.

La potencia absorbida por la estación de bombeo (P_{abs} , en kW) vendrá dada por:

$$P_{abs} = 0,00981 \frac{QH}{\frac{G}{n_{BV} \alpha} Q + \frac{F}{n_{BV}^2 \alpha^2} Q^2} \quad (22)$$

El número mínimo de bombas de revoluciones variables n_{min} que verifican el punto H - Q de la curva de consigna para cada supuesto de funcionamiento, se obtendrá a partir de la ecuación (20) como:

$$n_{min} = \left[\left(\frac{EQ^2}{C\alpha^2 - H} \right)^{0,5} \right]_{ENT} + 1 \quad (23)$$

El tiempo medio de funcionamiento de la estación de bombeo (T , en h) necesario para suministrar el volumen (V , en m³) en el período de funcionamiento considerado, dependerá del caudal considerado (Q_c en l/s), resultando:

$$T = \frac{V}{3,6 Q_c} \quad (24)$$

La energía consumida por la estación de bombeo (N_E , en kW h) durante este tiempo, será:

$$N_E = P_{abs} T \quad (25)$$

Para obtener el número de bombas funcionando que conduce al mínimo coste energético, se realiza una minimización de la ecuación (25), sujeta a las restricciones de: $n_{BV} \geq 1$ (entero), $0 \leq \alpha \leq 1$ (aunque puede ser algo mayor que 1 si el motor lo permite),

$$H = C \alpha^2 - \frac{E}{n_{BV}^2} Q^2, \text{ y } \eta > 0$$

c) Con bombas de velocidad fija y variable:

Si la estación de bombeo se compone de n_B bombas iguales asociadas en paralelo, de las cuales n_{BV} son bombas de velocidad variable y regulación compartida y n_{BF} son de velocidad fija, la potencia absorbida por la estación de bombeo (P_{abs}) viene dada por:

$$P_{abs} = \frac{0,00981 Q_{BV} H}{\frac{G}{n_{BV} \alpha} Q_{BV} - \frac{F}{n_{BV}^2 \alpha^2} Q_{BV}^2} + \quad (26)$$

$$\frac{0,00981 Q_{BF} H}{\frac{G}{n_{BF}} Q_{BF} - \frac{F}{n_{BF}^2} Q_{BF}^2}$$

siendo: Q_{BV} = caudal total de las bombas de velocidad variable; Q_{BF} = caudal total de las bombas de velocidad fija; $Q_C = Q_{BV} + Q_{BF}$ = caudal total de la estación de bombeo.

La energía consumida por la estación de bombeo (N_E) se calcula con la ecuación (25).

Para obtener el número de bombas funcionando que conducen al mínimo coste energético, habrá que minimizar la ecuación (25) sujeta a las restricciones:

$$H = C\alpha^2 - \frac{E}{n_{BV}^2} Q_{BV}^2 \quad H = C - \frac{E}{n_{BF}^2} Q_{BF}^2$$

$$Q_T = Q_{BV} + Q_{BF}; (n_{BV}, n_{BF}) \geq 1 \text{ (entero)}; 0 \leq \alpha \leq 1, \text{ y } (\eta_{BV}, \eta_{BF}) > 0$$

A partir de lo anterior se obtiene n_{BV} , n_{BF} y α para cada altura piezométrica y caudal.

Por último indicar que en los procesos de optimización se ha utilizado un software general y asequible como es la hoja de cálculo EXCEL, y el programa de análisis de redes EPANET (1997) para la simulación de la red de distribución del agua de riego.

RESULTADOS. EJEMPLO DE APLICACIÓN

La metodología planteada se ha aplicado a la red de riego a la demanda de la figura 3 (Arviza 1996). La superficie de riego es de 127,7 ha, dedicadas al cultivo de agrios en Valencia, con un mar-

co de plantación de 5 m x 4 m. En el diseño agrónomo resultan necesarios 6 emisores por planta de 4 l/h de caudal nominal, a una presión de 10 m.c.a. lo que origina unas necesidades de presión mínima en las tomas de las parcelas de 25 m. Con estos datos, la pluviosidad media del sistema equivale a:

$$P_{ms} = \frac{6 \cdot 4}{5 \cdot 4} = 1,2 \text{ mm/h} \quad (27)$$

En la tabla 1 se indica la cota, superficie abastecida y dotación de las diferentes tomas para el mes de consumo punta (julio), estas últimas obtenidas mediante la ecuación (8) para $I_r = 1$ día y $N_s = 1$ en todas las parcelas. La suma de dotaciones en las tomas resulta $\Sigma d_i = 425,7$ l/s.

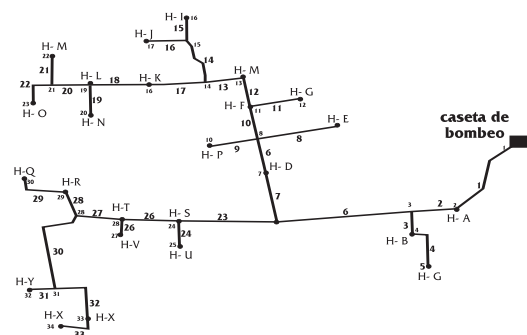


Figura 3. Numeración de nudos y líneas en el esquema de la red de riego a la demanda considerada en este ejemplo (Arviza 1996)

Las longitudes de las tuberías y sus diámetros (utilizando PVC de 0,63 MPa para diámetros hasta 200 mm y fibrocemento en diámetros superiores), se han obtenido mediante el método de programación lineal de dimensionado económico con el programa DIOPRAM (U.D. Mecánica de Fluidos 1992). Estos vienen recogidos en la tabla 2, donde

Nudo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Cota (m)	220	215	214	213	214	217	217,5	219	216
Superficie (ha)	0	5,04	0	8,64	5,91	0	4,38	0	8,37
Dotación (l/s)	0	16,8	0	28,8	19,7	0	14,6	0	27,9

Nudo	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Cota (m)	220	221	221,5	222	233	222,5	223,5	224	219
Superficie (ha)	5,16	3,84	3,93	2,55	0	0	4,92	2,58	5,49
Dotación (l/s)	17,2	12,8	13,1	8,5	0	0	16,4	8,6	18,3

Nudo	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Cota (m)	218,5	217	217,5	216,5	215,5	216	216,5	217	216
Superficie (ha)	8,07	5,22	0	7,02	5,82	4,98	5,40	5,22	4,47
Dotación (l/s)	26.9	17.4	0	23.4	19.4	16.6	18	17.4	14.9

Nudo	28	29	30	31	32	33	34
Cota (m)	215	214	213	212	213	211	210,5
Superficie (ha)	0	1,89	0,33	0	5,70	5,76	7,02
Dotación (l/s)	0	6.3	1,1	0	19	19.2	23.4

Tabla 1. Características básicas de la red de riego

se han incluido además los coeficientes de resistencia de las tuberías calculados por la ecuación (3). El caudal de diseño por línea se ha calculado con la ecuación (16) en el periodo punta (mes de julio) (tabla 4). Así mismo se han tomado 2562 h de funcionamiento al año (tabla 3) según los datos obtenidos de campañas anteriores, 9,5 pta/kWh para el coste medio estimado de la energía eléctrica, 0,7 de rendimiento en la estación de bombeo, 9% de tasa de interés del capital ajeno, y 20 años de vida útil de la inversión.

Determinación de las curvas de consigna

Para obtener la curva de consigna con reparto proporcional del caudal de diseño en cabecera (figura 4) se ha realizado una simulación dinámica mediante el programa EPANET (1997), con unos coeficientes de simultaneidad de 1; 0,9; 0,8; 0,7; 0,6; 0,5; 0,4; 0,3; 0,2; 0,1, suponiendo una altura piezométrica en cabecera (nudo 1) constante e igual a 260 m.c.a., siendo su cota de 220 m. En función del exceso o déficit de presión obtenido en el nudo más desfavorable respecto a la presión de 25 m (presión mínima en toma), se ha corregido la presión en cabecera.

Las curvas de consigna máxima y mínima (figura 4) se han obtenido aplicando la metodología antes indicada. La curva de consigna máxima, que se ajusta a la ecuación de la recta: $H=25,84 + 0,081Q$ ($R^2=0,994$) (con H en m y Q en l/s), constituye la base para el dimensionamiento, regulación y control de la estación de bombeo.

Evaluación energética

a) Evaluación de presiones y caudales en la red:

Para el ejemplo se ha supuesto que se contrata

Tubería	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Diámetro (mm)	350	350	200	125	350	350	350	160	125	300	110	300
Longitud (m)	298	145	98	122	358	205	58	145	105	80	95	75
r (s ² /m ²)	58,9	28,8	528,3	7396,9	71,8	43	12,3	2483	6488	37,4	11370	35,7

Tubería	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Diámetro (mm)	300	250	140	160	250	200	125	1180	140	125	250	125
Longitud (m)	84	125	45	72	87	135	101	103	89	108	228	110
r (s ² /m ²)	40,3	186	1612,8	1499	105,7	678,8	6228,3	955,3	3030	6560	270	6753

Tubería	25	26	27	28	29	30	31	32	33
Diámetro (mm)	200	110	180	90	40	180	125	180	140
Longitud (m)	40	117	84	114	125	205	35	89	76
r (s ² /m ²)	198	13750	736	39840	4069214	1819,55	2132	825,8	2587

Tabla 2. Características básicas de las tuberías

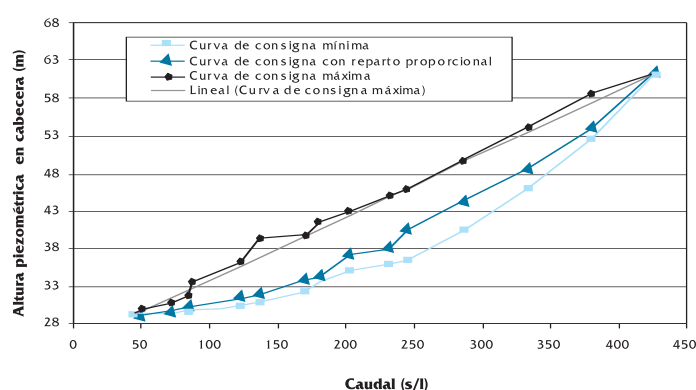


Figura 4. Curvas de consigna máxima, mínima y con reparto proporcional del caudal de diseño

la tarifa de riego con discriminación horaria tipo 3, con lo que se tendrán $h_v = 8$ h valle, $h_{ll} = 12$ h llano y $h_p = 4$ h punta al día, al ser una de las que normalmente viene conduciendo a un menor coste energético (Pulido y Roldán 1996), aunque no hay ningún problema para manejar cualquier otro supuesto.

Las necesidades brutas de riego (N_r) en los diferentes meses son las indicadas en la tabla 3, donde se incluyen además los volúmenes de agua a suministrar a las parcelas, calculadas según la ecuación (9), así como su distribución en horas valle y llano, en la misma proporción que ocurrió en años anteriores, donde no se utilizaron horas punta.

De la ecuación (10) se obtiene el tiempo medio de riego por parcela en el intervalo entre riegos (t_{pm}) (tabla 4) que, en este caso, coincidirá con el tiempo medio diario (t_m) al ser $I_r = 1$ día. A partir de él se calcula t_v y t_{ll} con la ecuación (14), y posteriormente las probabilidades de funcionamiento de las tomas para cada intervalo de tiempo considerado (meses del año en este caso) mediante la ecuación (15) (tabla 4), considerando $h_v = 8$ h y $h_{ll} = 12$ h, para una JER = 20 h. Los resultados de caudales

Mes	Nr(lm ₂ día ⁻¹)	VT(m ³ /día)	Funcionamiento en valle		Funcionamiento en llano		Tiempos de funcionamiento total	
			Media (h/día)	%	Media (h/día)	%	h/día	h/mes
Enero	0,520	664,092	2,2	100		0	2,2	68
Febrero	0,300	383,313	1,3	100		0	1,3	36
Marzo	0,720	919,512	3,0	100		0	3,0	93
Abril	1,190	1519,749	4,0	80	1,0	20	5,0	149
Mayo	1,930	2464,803	5,6	70	2,4	30	8,0	249
Junio	3,230	4125,033	6,7	50	6,7	50	13,4	404
Julio	4,310	5504,301	7,2	40	10,8	60	18	557
Agosto	3,800	4852,980	7,1	45	8,7	55	15,8	490
Septiembre	2,210	2822,391	5,5	60	3,7	40	9,2	276
Octubre	0,790	1008,909	3,3	100		0	3,3	101
Noviembre	0,550	702,405	2,3	100		0	2,3	69
Diciembre	0,540	689,634	2,3	100		0	2,3	70
Total año							2562	

Tabla 3. Necesidades brutas de riego (Nr) y volúmenes de agua (VT) necesarios en los diferentes meses.

de diseño en cabecera para los períodos de horas valle, y llano (tabla 4) se han obtenido mediante las ecuaciones (17), (18) y (19).

El reparto de las horas de funcionamiento en julio entre horas valle y llano se consideró inicialmente de 7h valle y 11 h llano al día, pero se ha ajustado a 7,2 h valle y 10,8 h llano para que coincida el caudal de diseño en cabecera necesario en ambos casos.

Mes	t _m (h)	P _v	P _{ll}	Q _{cv} (l/s)	Q _{cl} (l/s)
Enero	0,433	0,054	0,000	71,0	0,0
Febrero	0,250	0,031	0,000	50,2	0,0
Marzo	0,600	0,075	0,000	87,7	0,0
Abril	0,992	0,099	0,017	105,5	34,0
Mayo	1,608	0,141	0,040	133,6	58,7
Junio	2,692	0,168	0,112	150,8	114,6
Julio	3,592	0,180	0,180	157,8	157,8
Agosto	3,167	0,178	0,145	156,9	136,4
Septie.	1,842	0,138	0,061	131,9	77,0
Octubr.	0,658	0,082	0,000	93,2	0,0
Noviem.	0,458	0,057	0,000	73,6	0,0
Diciem.	0,50	0,056	0,000	72,7	0,0

Tabla 4. Resultados de las probabilidades medias de funcionamiento de las tomas y caudales de diseño en cabecera según curva de demanda máxima para los diferentes meses del año.

b) Evaluación de la energía consumida:

b.1) Se supone que la estación de bombeo está constituida por bombas iguales, acopladas en paralelo, cuyas ecuaciones características son:

$$H = 54,2 - 0,007588 Q^2 \quad (28a)$$

$$\eta = 4,71 Q - 0,06908 Q^2 \quad (28b)$$

con H en m, Q en l/s y η en porcentaje.

Considerando que la estación de bombeo debe seguir la curva de demanda máxima antes obtenida ($H=25,84 + 0,081Q$), se ha calculado la potencia útil ($P_u = 0,00981 Q H$) para los diferentes caudales y se ha representado en la figura 5. En la misma figura se ha representado además la evolución de la potencia eléctrica absorbida por la estación de bombeo para poder seguir la curva de demanda con distintas combinaciones de bombas a velocidad fija y variable, teniendo en cuenta que para satisfacer el caudal de diseño máximo de 157,8 l/s (tabla 4) a una presión en cabecera de 38,6 m, se necesitan cuatro bombas iguales a la seleccionada, acopladas en paralelo. Evidentemente, en la figura 5 aparecen solo los intervalos de caudal donde son válidas las distintas combinaciones de bombas.

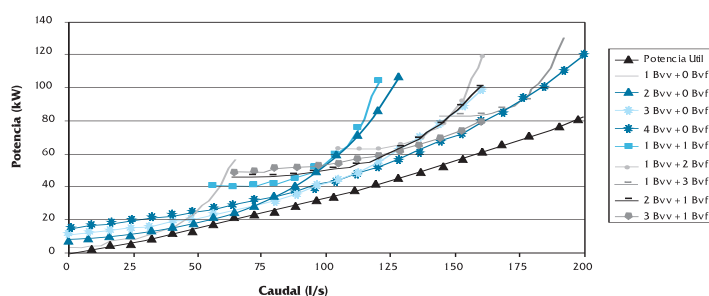


Fig. 5. Evolución de la potencia útil y la potencia absorbida por la estación de bombeo con el caudal. (Bvv = Bomba de velocidad variable; Bvf = Bomba de velocidad fija)

Una primera observación de los resultados pone de manifiesto que la solución que consume menor potencia es la que utiliza sólo bombas de velocidad variable. A medida que aumenta el uso de bombas de velocidad fija crece en general el consu-

mo de potencia, aunque hay ciertos intervalos de caudales en que distintos tipos de combinaciones de bombas tienen un consumo semejante.

La figura 5 sirve además para identificar los intervalos de caudal con menor consumo de energía para cada una de las combinaciones de bombas. A partir de la figura 5 se han elaborado las tablas 5 y 6 que contienen los consumos de energía correspondientes a horas valle y llano respectivamente en los diferentes meses y en el conjunto del año para el caso de utilizar una sola bomba de velocidad variable y el resto fijas en tres supuestos de caudal en cabecera:

A) El primer supuesto es el de utilizar un caudal igual al de diseño para cada uno de los meses, indicando además los tiempos de bombeo (T) necesarios para repartir el volumen de agua que necesita el cultivo en cada mes y el número de bombas necesario de cada tipo.

B) El segundo supuesto consiste en utilizar un caudal en cabecera igual al 50% del caudal de diseño anterior al ser prácticamente ésta la proporción que representa el caudal medio de bombeo (85 l/s) durante las horas de funcionamiento real de la instalación en el mes punta (18 h en julio) respecto al caudal de diseño en dicho mes (157,8 l/s).

C) El tercer supuesto corresponde a utilizar en cabecera el caudal ficticio continuo (Q_r) referido para la JER (20 h/día) durante los diferentes meses del año, obtenido como:

$$Q_r = p d_i \quad (29)$$

siendo p la probabilidad media de funcionamiento de cada mes.

El mismo procedimiento se ha aplicado al caso de que todas las bombas sean de velocidad variable, mostrándose los resultados obtenidos en la parte inferior de las tablas 5 y 6.

Mes	V_v (m ³)	Máximo (caudal de diseño, Q_d)					Medio (50% Q_d)					Mínimo (caudal ficticio para JER)				
		Q_c (l/s)	T (h)	n_{BV}	n_{BF}	N_e mes (kWh)	Q_c (l/s)	T (h)	n_{BV}	n_{BF}	N_e mes (kWh)	Q_c (l/s)	T (h)	n_{BV}	n_{BF}	N_e mes (kWh)
Enero	664,1	71,0	2,60	1	1	3261,2	35,5	5,20	1	0	2129,4	23,0	8	1	0	1959,2
Febr.	383,1	50,2	2,11	1	0	1549,6	25,1	4,22	1	0	1012,8	13,2	8	1	0	1238,4
Mar.	919,5	87,7	2,91	1	1	4061,2	43,8	5,82	1	0	3469,3	31,9	8	1	0	2807,2
Abril	1215,8	105,5	3,20	1	1	5931,8	52,7	6,40	1	0	5717,8	42,1	8	1	0	4264,8
Mayo	1725,4	133,6	3,59	1	2	7690,1	66,8	7,17	1	1	8919,5	60,0	8	1	1	9935,2
Junio	2062,5	150,8	3,80	1	3	9358,3	75,4	7,60	1	1	9368,5	71,5	8	1	1	9724,8
Julio	2201,7	157,8	3,88	1	3	9994,1	78,9	7,75	1	1	10051,7	76,6	8	1	1	10247,2
Agos.	2183,8	156,9	3,87	1	3	9945,5	78,4	7,73	1	1	9997,2	75,8	8	1	1	10210,4
Sept.	1693,4	131,9	3,53	1	2	7295,6	66,0	7,13	1	1	8577,4	58,7	8	1	1	9624,0
Oct.	1008,9	93,2	3,00	1	1	4491,0	46,6	6,00	1	0	4086,6	34,9	8	1	0	3192,0
Nov.	702,4	73,6	2,65	1	1	3242,8	36,8	5,30	1	0	2224,4	24,3	8	1	0	1994,4
Dic.	689,6	72,7	2,63	1	1	3315,9	36,3	5,27	1	0	2235,0	23,8	8	1	0	2018,4
		TOTAL anual				70137,1	TOTAL anual				67789,6	TOTAL anual				67216,0
Todas las bombas de velocidad variable		TOTAL anual				58811,7	TOTAL anual				50445,9	TOTAL anual				49545,3
		Reducción (%)				16,1					25,6					26,3

Tabla 5. Resultado del consumo energético en horas valle con una bomba de velocidad variable y el resto fijas

De la comparación entre ambos resultados se deduce que para el supuesto A) al utilizar el caudal de diseño (Q_d) como caudal en cabecera, el consumo anual de energía con una bomba de velocidad variable y el resto fija es de 116911 kWh, bajando a 100531 kWh cuando todas las bombas son de velocidad variable, lo que supone un 14% de reducción del consumo. Para el supuesto B) al utilizar un caudal de cabecera igual al 50% de Q_d , los valores respectivos de energía consumida son 114660 kWh y

83870 kWh, lo que supone una reducción del consumo del 26,8% al utilizar todas las bombas de velocidad variable. Para el supuesto C) de utilizar el caudal ficticio continuo como caudal de cabecera, los valores respectivos de consumo de energía son 113004 kWh y 80130 kWh, lo que supone una reducción del consumo del 29,1% con todas las bombas de velocidad variable.

Llama la atención también en los resultados la

OPTIMIZACIÓN DE ESTACIONES DE BOMBEO EN RIEGO A LA DEMANDA

Mes	V (m ³)	Máximo (caudal de diseño, Q _d)					Medio (50% Q _d)					Mínimo (caudal ficticio para JER)				
		Q _c (l/s)	T (h)	n _{BV}	n _{BF}	N _E mes (kWh)	Q _c (l/s)	T (h)	n _{BV}	n _{BF}	N _E mes (kWh)	Q _c (l/s)	T (h)	n _{BV}	n _{BF}	N _E mes (kWh)
Abril	303,9	34,0	2,48	1	0	921,1	17,00	4,96	1	0	938,9	7,2	12	1	0	1638,0
Mayo	739,4	58,7	3,50	1	1	4350,8	29,3	7,00	1	0	2205,0	17,0	12	1	0	2347,2
Junio	2062,5	114,6	5,00	1	2	9507,0	57,3	10,0	1	0	11412,0	47,7	12	1	0	8344,8
Julio	3302,6	157,8	5,81	1	3	14965,4	78,9	11,6	1	1	15045,2	76,6	12	1	1	15370,8
Agos.	2669,1	136,4	5,44	1	2	11973,4	68,2	10,9	1	1	13586,8	61,7	12	1	1	14890,8
Sept.	1129,0	77,0	4,07	1	1	5056,2	38,5	8,14	1	0	3682,5	26,0	12	1	0	3196,8
		TOTAL anual				46773,9	TOTAL anual				46870,4	TOTAL anual				45788,4
Todas las bombas de velocidad variable		TOTAL anual				41719,2	TOTAL anual				33424,6	TOTAL anual				30584,5
		Reducción (%)				10,8					28,7					33,2

Tabla 6 Resultado del consumo energético en horas llano con una bomba de velocidad variable y el resto fijas

escasa diferencia en consumo de energía anual que se obtiene entre los tres supuestos cuando se usa una bomba de velocidad variable y el resto con velocidad fija (4% entre valores extremos), contrastando con la gran diferencia de consumo que se obtiene entre el primer supuesto y los otros dos cuando todas las bombas son de velocidad variable (23,8% entre valores extremos). Estos resultados ponen de manifiesto que las diferencias de consumo energético entre distintos supuestos están ligadas a los intervalos de caudales en que se muevan los supuestos considerados, según puede verse en la figura 5.

Los resultados indican (y puede verse en la figura 5) que, en el intervalo de caudales de 40 l/s a 130 l/s, la opción de que todas las bombas sean de velocidad variable, utiliza prácticamente una bomba más que la opción de una bomba de velocidad variable y el resto fija, pero, a pesar de ello, consume menos energía por trabajar con mayores rendimientos.

La solución de utilizar todas las bombas con velocidad variable, a pesar de trabajar con buen rendimiento y menor consumo energético, necesita una mayor inversión (Cabrera et al. 1983). El coste de los variadores de velocidad está en torno a unos 0,5 Mpta para potencias de unos 20-25 kW y llega a 3-4 Mpta para 150-200 kW.

En el caso manejado, para las condiciones de funcionamiento del mes de julio se necesitarían cuatro bombas de unos 22 kW. Suponiendo que los variadores de velocidad cuesten 0,5 Mpta, la diferencia de coste entre la solución de todas las bombas de velocidad variable y la de una sola bomba de velocidad variable y el resto fijas sería de 1,5 Mpta.

A esto en realidad hay que quitar el coste de los arrancadores electrónicos necesarios para el buen funcionamiento de las bombas de velocidad fija, que se puede estimar en unas 100000 pta por unidad. De esta manera el ahorro de inversión real estaría en torno a 1,2 Mpta. Suponiendo que el ahorro energético anual fuera de 30790 kWh, que es el que corresponde al segundo supuesto de un caudal en cabecera igual al 50% de Q_d (tablas 5 y 6), y que el precio de la energía fuera de 9 pta/kWh, se tendría un ahorro de coste energético de:

$$30790 \text{ kWh} \cdot 9 \text{ pta/kWh} = 277110 \text{ pta/año}$$

que comparado con los 1,2 Mpta de incremento de coste de inversión tiene un plazo de recuperación de 4,3 años, que es un periodo razonable, no debiendo descartar por tanto en este caso la solución de poner variador de velocidad en todas las bombas.

CONCLUSIONES

Para el dimensionado, regulación y evaluación energética de la estación de bombeo es fundamental el conocimiento de la evolución durante la campaña de riegos de los caudales de cabecera y de las alturas piezométricas máximas necesarias para dichos caudales.

Para la determinación de los caudales de diseño en cabecera en distintos periodos de discriminación horaria de la tarifa eléctrica se consideran unos tiempos de riego medios para la zona regable, que son función de las dotaciones de las tomas y del volumen total suministrado a la red de riego en el periodo considerado, lo que permite una notable simplificación de los cálculos.

Se ha desarrollado además un método para definir cómodamente las curvas de consigna máximas y mínimas de la red. La primera pueden utilizarse también para dimensionar la estación de bombeo, así como para su regulación y control instantáneo, una vez implementada en el módulo PID (Proportional, Integral and Derivative) (Creurs 1981) de un autómata programable, controlando el funcionamiento de las diferentes bombas, ya sean de velocidad fija o variable, con el objetivo de minimizar el consumo energético.

Para buscar la solución óptima de regulación de una estación de bombeo resulta necesario hacer una valoración de los costes de inversión y de los costes energéticos dependiendo del tipo de tarificación eléctrica contratada. Aquí se ha presentado un procedimiento sencillo para realizar una evaluación simplificada del coste energético durante una campaña de riego teniendo en cuenta los tiempos de bombeos en cada intervalo de discriminación horaria de la tarificación eléctrica y el manejo de la zona regable. Los resultados ponen de manifiesto que el tipo de regulación adoptado condiciona el tipo y número de bombas que conduce al mínimo coste de funcionamiento del sistema.

LISTA DE SÍMBOLOS

a_i	coeficiente de valor 0 ó 1 indicativo de toma cerrada o abierta, respectivamente
C, E, F y G	coeficientes de la bomba
CS	coeficiente de simultaneidad (Q_c/Q_t),
d	dotación de la toma de la parcela, (l/s)
g	aceleración de la gravedad, (9,81 m/s ²)
H	altura piezométrica, (m)
h_v; h_{ll}; h_p	horas valle, llano y punta respectivamente
I_r	intervalo entre riegos, (días)
JER	Jornada Efectiva de Riego, (horas/día)
n	número de tomas de la red
n_{BF}	número de bombas iguales trabajando a una velocidad fija
n_{BV}	número de bombas iguales trabajando a velocidad variable
N_b	número de revoluciones de la bomba en un momento determinado, (r.p.m)
N_E	energía absorbida por la estación de bombeo, (kW h)
N_0	número de revoluciones de la bomba a velocidad nominal, (r.p.m)
Nr	necesidades brutas de riego en período de consumo punta, (mm/día)

N_s	número de subunidades o posiciones de riego por parcela
p	probabilidad de funcionamiento de una toma
P_{abs}	potencia absorbida por la estación de bombeo, (kW)
P_{ms}	pluviosidad media del sistema, (mm/h)
P_t/γ	presión de tarado de la válvula reductora de presión
Q	caudal de línea, (l/s)
Q_c	caudal en cabecera, (l/s)
Q_t	caudal total acumulado al estar todas las tomas abiertas aguas abajo, (l/s)
r	coeficiente de resistencia (s ² /m ⁵)
S	superficie de la parcela, (ha)
t_m	tiempo medio de riego diario dentro del intervalo entre riegos, (h)
t_{pm}	tiempo medio de riego para la zona regable dentro del intervalo entre riegos, (h)
t_r	tiempo de riego para cada subunidad o posición de riego, (h)
T	tiempo medio de funcionamiento de la estación de bombeo, (h)
U	percentil de la función de distribución normal asociado a una determinada calidad de funcionamiento
V_I	volumen de agua que es necesario suministrar a la zona regable dentro del intervalo entre riegos, (m ³)
V_d	volumen diario que es necesario suministrar a la parcela dentro del intervalo entre riegos, (m ³)
V_m	volumen medio diario que es necesario suministrar a la parcela dentro del intervalo entre riegos, (m ³)
α	número de revoluciones relativo de la bomba

REFERENCIAS

- Arviza, J. (1996). Redes de Riego a Presión. Curso de diseño y cálculo de instalaciones de riego localizado. E.T.S. Ingenieros Agrónomos de Albacete.
- Cabrera, E., Martínez, F., y Espert, V. (1983). Impulsión de caudales variables con el tiempo. Regulación por válvula motorizada y con motor de velocidad variable. Estudio económico comparativo. Tecnología del agua, nº 8.
- Camacho, E., Reca, J., López-Luque, R., y Roldán, J. (1998). Caudales de proyecto en una red de riego. Actas del IV Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos, Córdoba, 1629-1637.

- Clément, R. (1966). Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande. *La Houille Blanche*, 20(5): 553-575.
- Clément, R. y Galand, A. (1986). El riego por aspersión y las redes colectivas de distribución a presión. Editores Técnicos Asociados.
- Creurs, A. 1981. Instrumentación industrial. Edit. Marconabo
- EPANET: Lewis A. Rossman (1997). Manual de Usuario de Epanet. Risk Reduction Engineering Laboratory Office of Research and Development U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, OH.
- García-Serra, J. y Madalena, M. (1992). La inyección directa a red con grupos de velocidad fija y variable. Curso de ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. U.D. de Mecánica de Fluidos, Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia. Tomo 2, Capítulo 17.
- Granados, A. 1990. Infraestructura de regadíos. Redes colectivas de riego a presión. (2ª edición). E.T.S.I.C.C.P., Madrid.
- Labye, Y., Olson, M.A., Galand, A. y Tsourtis, N. 1988. Design and optimization of irrigation distribution network. Irrigation and drainage, paper nº 44. FAO.
- López-Luque, R., Reca, J., Camacho, E., Roldán, J. y Alcáide, M. (1995). Valoración energética y diseño óptimo de impulsiones con caudal variable. *Ingeniería del agua*, Vol. 2: 19-24.
- Martínez, F. y Pérez, R. (1992). Diseño de redes de distribución. Curso de ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua. U.D. de Mecánica de Fluidos, Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia. Tomo 2, Capítulo 13
- Martínez, F. y Vela, A. (1993). Regulación de estaciones de bombeo. Curso de Diseño hidráulico de redes de riego. U.D. de Mecánica de Fluidos, Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia. Capítulo 10.
- Monserrat, J., Barragán, J. y Cots, Ll. (1997). Cálculo de caudales en parcela en el diseño de redes de distribución a presión a la demanda. XV Congreso Nacional de Riegos. Lleida, Junio 1997.
- Planells, P., Ortega, F., Valiente, M., Montero, J. y Tarjuelo, J.M. (1999). Criterios para el diseño de redes colectivas de riego. *Ingeniería del agua*. Vol. 6, Nº 1, 27-36.
- Pulido, I., López-Luque, R. y Roldán, J. (1998). Caracterización horaria y estacional de la demanda en una red de distribución de agua para riego. Actas del XVI Congreso Nacional de Riegos, Palma de Mallorca, 286-294.
- Pulido, I. y Roldán, J. (1996). Ahorro energético en el diseño de una red de impulsión y distribución de agua para riego. Actas del XIV Congreso Nacional de Riegos, Aguadulce (Almería), 539-548.
- Rios, S. (1988). Investigación operativa. Optimización. Edit. Centro de Estudios Ramón Areces S.A. Madrid.
- U.D. Mecánica de Fluidos (1992). Programa DIOPRAM v.2.0 (Diseño Óptimo de Redes rAMificadas). Manual de usuario. Universidad Politécnica de Valencia

