



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

AMPLIACION DE HIDRAULICA  
RIEGOS Y SANEAMIENTO

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980



## MÉTODOS DE RIEGO

Los métodos de riego existentes, fuera del caso particular que presenta el arroz, para el cual se mantiene inundado el campo, se basan en realizar estos a intervalos regulares y diferentes según cultivos así como terrenos. Es decir, se busca con los riegos realizados como se indica, satisfacer de un modo — discontinuo, unas necesidades continuas en agua de los cultivos.

De la forma expuesta, el número de riegos que se dan al mes se obtiene dividiendo las necesidades de agua mensuales  $E$  por la dosis de riego  $D$  que admite el terreno. Ahora bien, esta norma presenta el inconveniente con una dosis de riego  $D$  fija, que no se amolda a las condiciones de desarrollo vegetativo estacional de los cultivos, de acuerdo con el de su zona radicular, produciéndose por tanto pérdidas de agua. Por ello la dosis de riego debe variar cada mes según las condiciones anteriores, acorde con la profundidad de suelo que ha de cubrir con el agua infiltrada. Se comprende la dificultad de realizar riegos bien diseñados técnicamente, al estar influenciada esta operación por factores tan heterogéneos como relieve y permeabilidad del suelo, desarrollo de los cultivos y clases de estos, así como preparación y práctica del hombre para distribuir el agua.

El riego es en realidad una operación cultural, por tanto debe reunir las condiciones siguientes:

- a) Ser económico, evitando pérdidas de agua excesivas y con perjuicio en las condiciones del suelo, así como en los rendimientos de los cultivos.
- b) Ser económico, disminuyendo las inversiones en las redes de conducción precisa y los gastos de explotación.

Las condiciones indicadas anteriormente se oponen algunas veces, al escoger un sistema de riegos, conduciendo por tanto en la elección al triple punto de vista siguiente:

- 1º - Condiciones locales del terreno y recursos de agua disponibles.<sup>2</sup> - Condiciones locales que, como permeabilidad, puede dictaminar a priori un sistema de riego concreto con eliminación del resto, - así como en el caso de disponibilidades de agua muy limitadas.
- 2º - Necesidades culturales: es indudable que es distinto el riego de cultivos permanentes que el de anuales. Así mismo el riego del arroz en relación con otros cultivos.
- 3º - Consideraciones económicas: el coste de los diversos trabajos de preparación, así como los de explotación, que precisa cada sistema de riego.

Resumiendo los puntos de vista anteriores que presenta la elección de un sistema de riego, todos tienen aspecto económico. Por ello la clasificación de los sistemas de riego que se da, está basada en el modo de administrar y manejar el agua en esta operación.

Forma de llevar el agua al terreno.	Forma de administrar y aplicar el agua sobre el terreno.
-------------------------------------	--

	Sobre toda la superf.	Sobre una parte	Bajo la superficie.
--	-----------------------	-----------------	---------------------

Corrientes:

Aplicada sobre un lado cualquiera de la parcela.	épendage		
Aplicada sobre su dimensión mayor.	Planos inclinados.		
Sobre su dimensión menor	Fajas	Surcos	
Durmiente	Bancales inundados		Riegos subterráneos.
En lluvia	Aspersión		

RIEGO POR INUNDACION: (Flush irrigation U.S.A.)

El método consiste en provocar una inundación natural, haciendo infiltrar el agua en el terreno corriendo por bancales de dimensiones muy variables.

Este método tiene el inconveniente de no guardar ninguna condición técnica que evite daños o perjuicios en los cultivos y terrenos, precisando una preparación muy ligera de estos.

No puede usarse, por tanto, sino en terrenos sin vegetación o con ar-

bolado desarrollado, solo en la época de paralización en su actividad vegetativa,<sup>3</sup> como así mismo en praderas permanentes en las mismas épocas.

Este riego sirve únicamente para sacar partido de las crecidas de ríos y humedecer el suelo en la mayor profundidad posible de su perfil, constituyendo reservas.

Ejemplo de estos riegos se tienen en el Valle del Nilo, aprovechando las inundaciones. Riegos que sirven a polígonos de 1.000 a 20.000 Has. en las depresiones de este río, derivando las aguas de él del 5 de agosto a 15 de octubre. El limo que aporta en proporción de  $1,5 \text{ Kg/m}^3$  sirve de elemento fertilizante.

En Africa se usa el sistema para riego de palmeras, y en Grecia para riego de olivos y viñedos. En este último país, el terreno se divide en parcelas de 2.000 a 4.000  $\text{m}^2$  rodeadas de diques de 2 m. La altura de agua que en ellos se introduce es de 1m., infiltrándose en un período de 10 a 15 días, pudiéndose repetir el riego 2 a 3 veces de enero a marzo.

En Corinto se dan riegos similares en invierno, con volumen de 2000  $\text{m}^3$  por Ha. para incrementar la producción de uva.

Por último se dan riegos de este tipo en zonas costeras mediterráneas de España, principalmente para entarquinar, como es caso en Granada, para la caña de azúcar.

Se deduce de lo expuesto que este sistema de riego, pueda tener solo aplicación en zonas semi-áridas, con crecidas en sus cauces y solo como riegos para asegurar la cosecha. Pueden darse solamente en condiciones ecológicas que permiten almacenar agua, es decir en terrenos fuertes, profundos y reposando sobre capas impermeables para enriquecer la capa freática. Exige mano de obra abundante en la crecida para manejar el agua.

### RIEGO POR ESCURRIMIENTO O VERTIDO

#### Riego por canales y rasas de contorno: (wild flooding)

Este método de riego es de aplicación en países de montaña. Las aguas captadas de fuentes o retenidas de torrentes, se reparten en un terreno por desbordamiento de los canales o rasas de conducción.

El agua que se desborda del canal de conducción a lo largo del mismo, no se guía por la faja ni se contiene con pequeños diques de tierra.

Los canales de conducción pueden ser horizontales y se denominan riegos a nivel, o tener pendiente cruzando las curvas de nivel denominándose riegos por rasas.

Este sistema de riego es sencillo en teoría, pero en la práctica tropieza con el inconveniente, para determinar la separación óptima de los canales o rasas de conducción, separación necesaria para que el volumen de agua vertido, se infiltre en el terreno sin exceso y en profundidad uniforme.

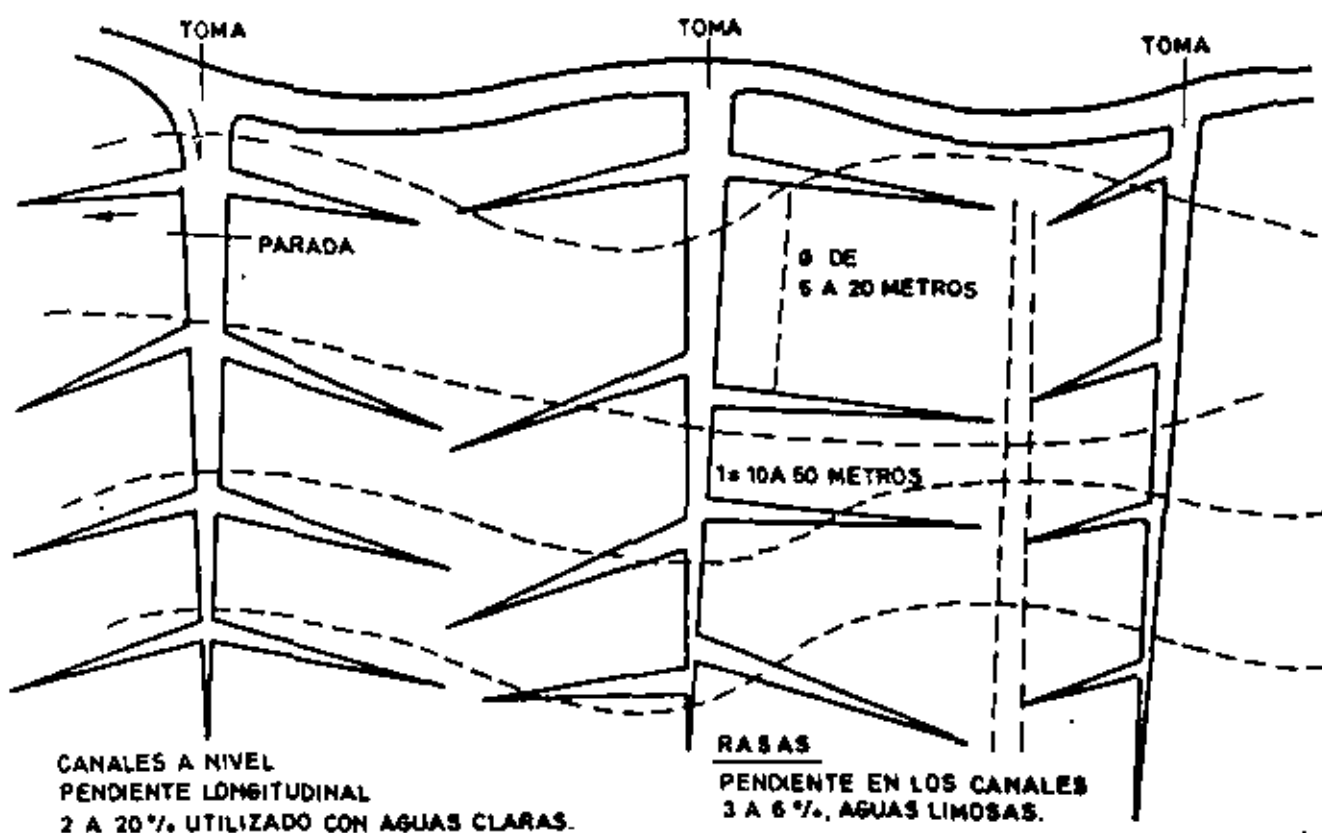
Si el escurrimiento del agua es muy rápido, se humedece sólo la superficie y si es demasiado lento, se producen pérdidas excesivas por percolación.

Estos riegos no precisan otra preparación del terreno, que abrir las zanjias de riego e igualar las irregularidades que el suelo pueda presentar.

Presenta la ventaja este sistema de riego de poder utilizar módulos pequeños de riego, sólo de pocos litros por segundo. Esto con solo estrechar la separación entre zanjias.

Sirven para terrenos de fuerte pendiente, pudiendo esta oscilar del 2 al 25% con óptimo del 3 al 25%.

El método expuesto es exigente en mano de obra. El perfil normal de estos canales de distribución es trapecial o rectangular de 0,15 x 0,30 m.



### Riego por planos inclinados y ados:

El empleo de este método de riego, sirve para regar terrenos, que no poseen pendiente natural suficiente, para que el agua discorra por el, en lámina delgada. Para lograr el movimiento del agua es preciso, crear pendientes artificiales, lo cual exige desmontes y terraplenes importantes.

Los métodos de riego expuestos son italianos, figurando su descripción en la literatura americana de los riegos.

### Planos inclinados:

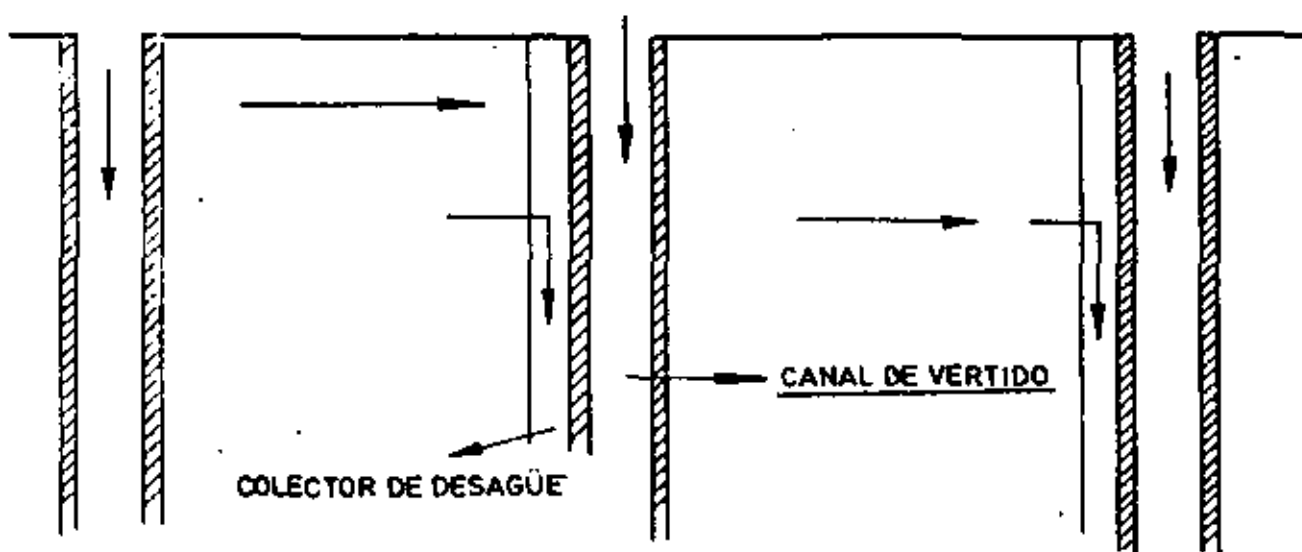
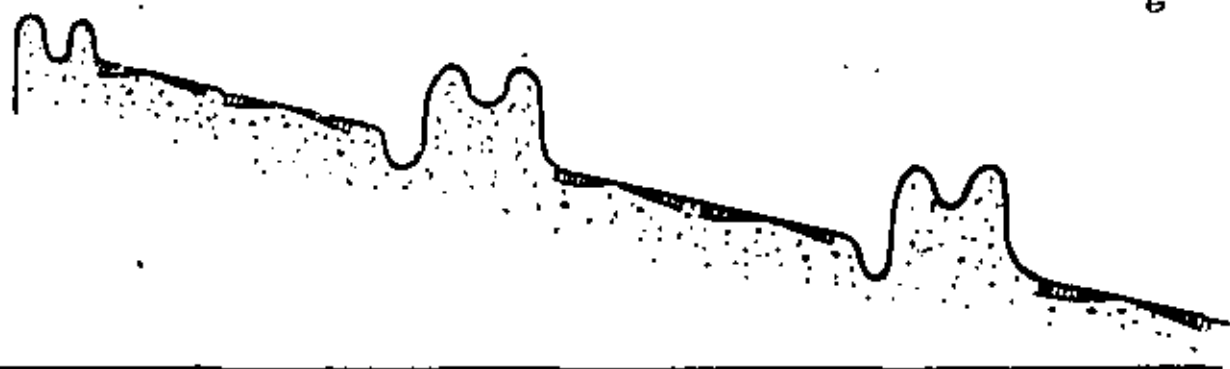
En Italia se conocen por "Ala Semplice". Este método consiste en llevar el agua al terreno, por una sucesión escalonada de terrazas, de forma rectangular y en plano inclinado. La menor dimensión de estos planos está orientada en el sentido de la máxima pendiente.

El lado de mayor longitud lleva un canal de vertido en la parte más elevada y el mismo lado en la parte inferior, va provisto de un canal colector, al cual va adosado el canal de vertido de la faja inferior.

La pendiente que normalmente se da es del 4 al 5% y el ancho de estos planos oscila de 10 a 50 m.

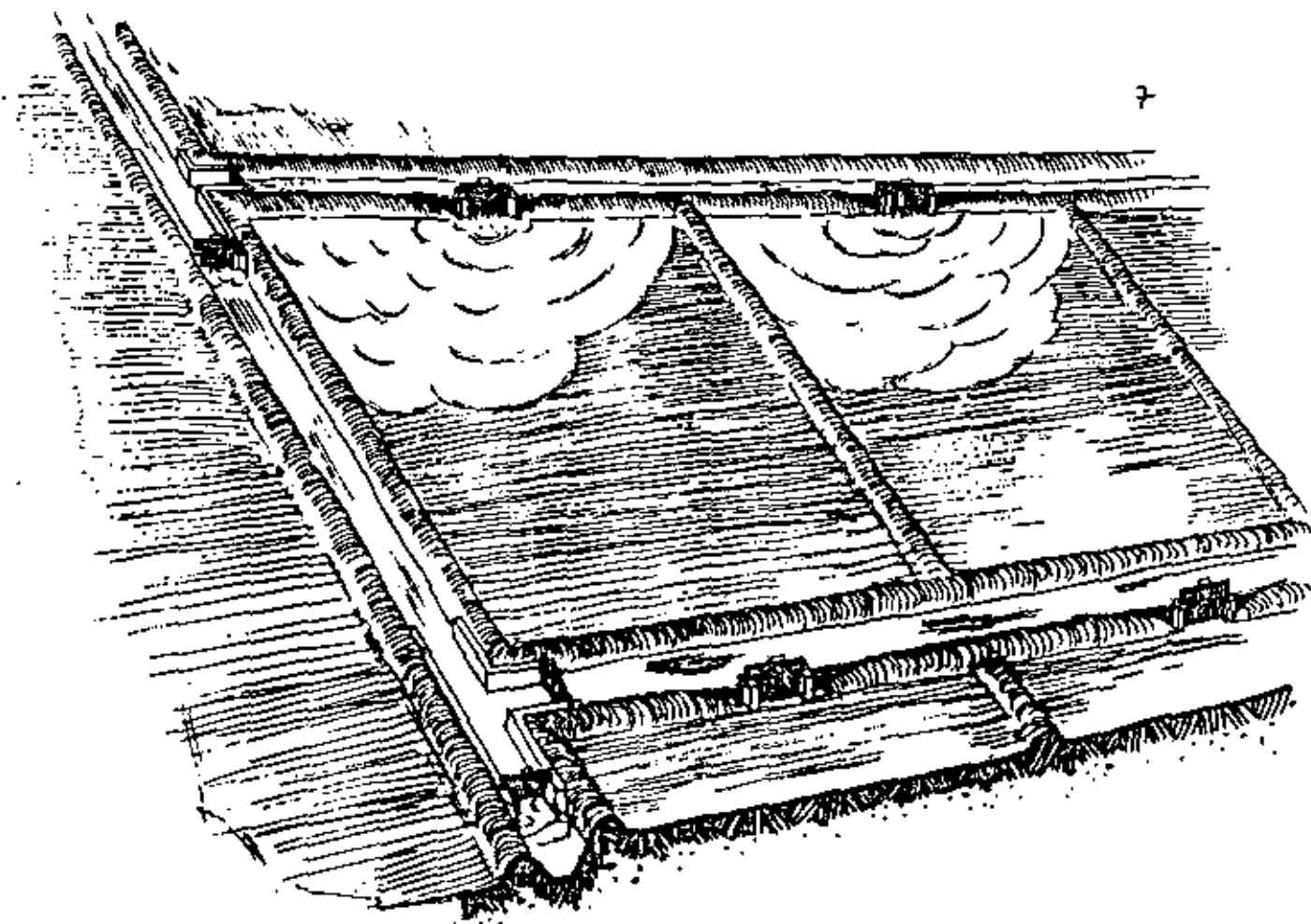
Este sistema permite el empleo de módulos parcelarios de riego pequeños, debiendo extenderse el agua a lo largo de la plancha en lámina de pequeño espesor con avance lento. El vertido de agua a lo largo del canal de servicio se realiza con compuertas móviles, que obturan la corriente mientras el agua en su avance no alcanza la parte inferior de la plancha.

El sistema tiene ventaja, evitar la pérdida de agua por percolación.

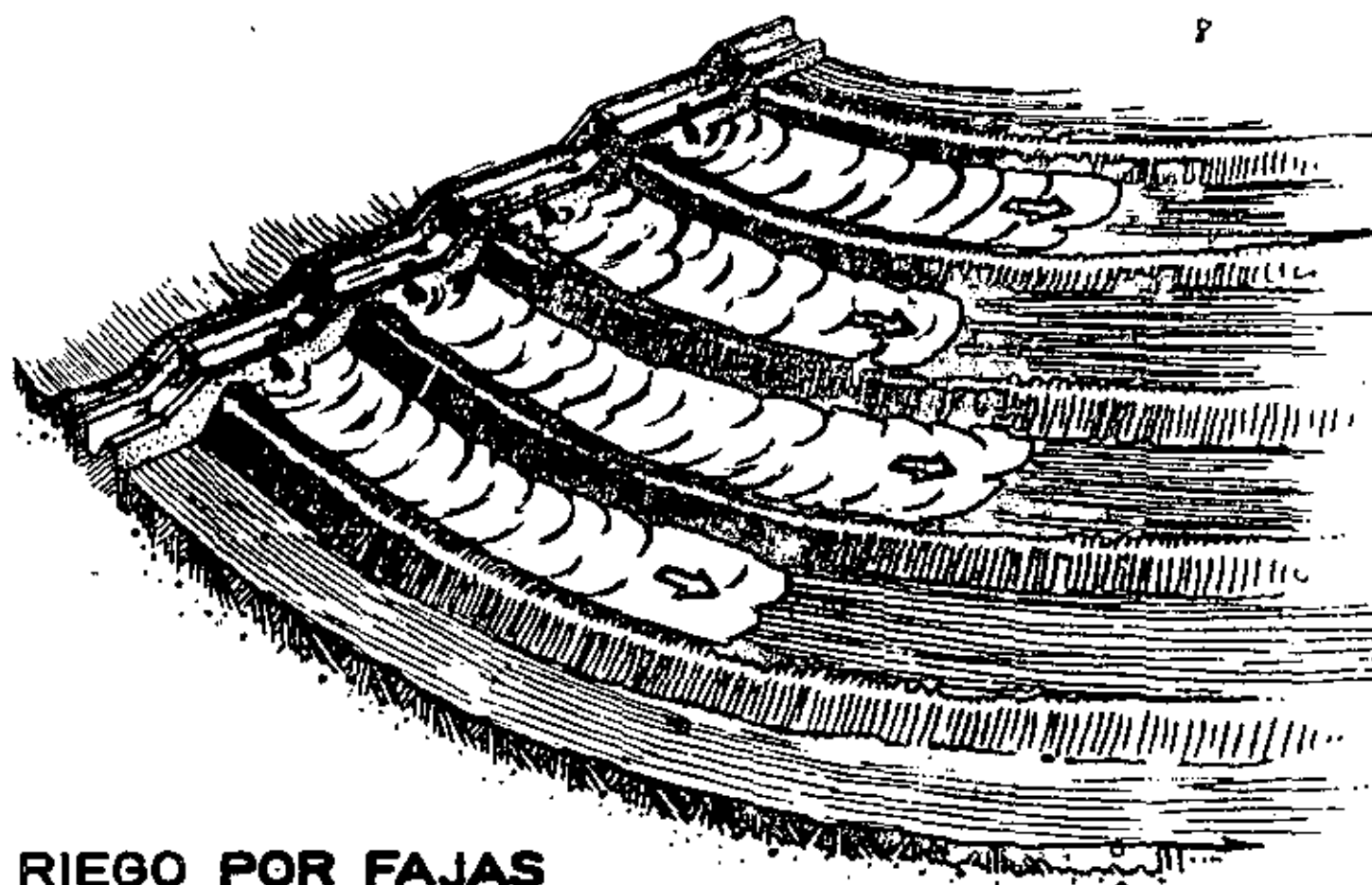


La figura muestra una sección y planta del terreno con este sistema de riegos, en la que se muestra el sentido del agua en su recorrido y salida del sobrante por escorrentía superficial.

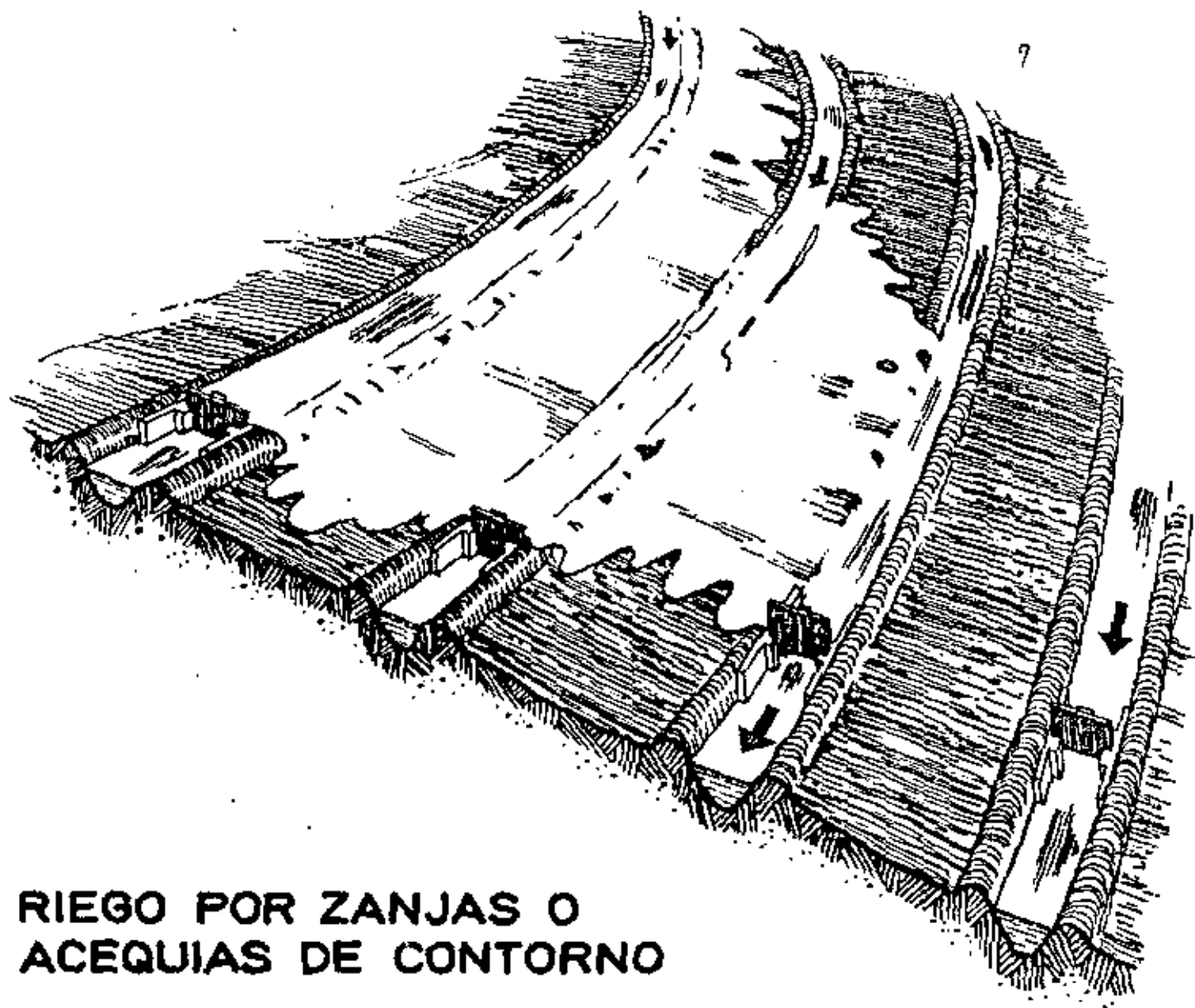




**RIEGO POR FAJAS O PARCELAS A NIVEL (BANCALES)**



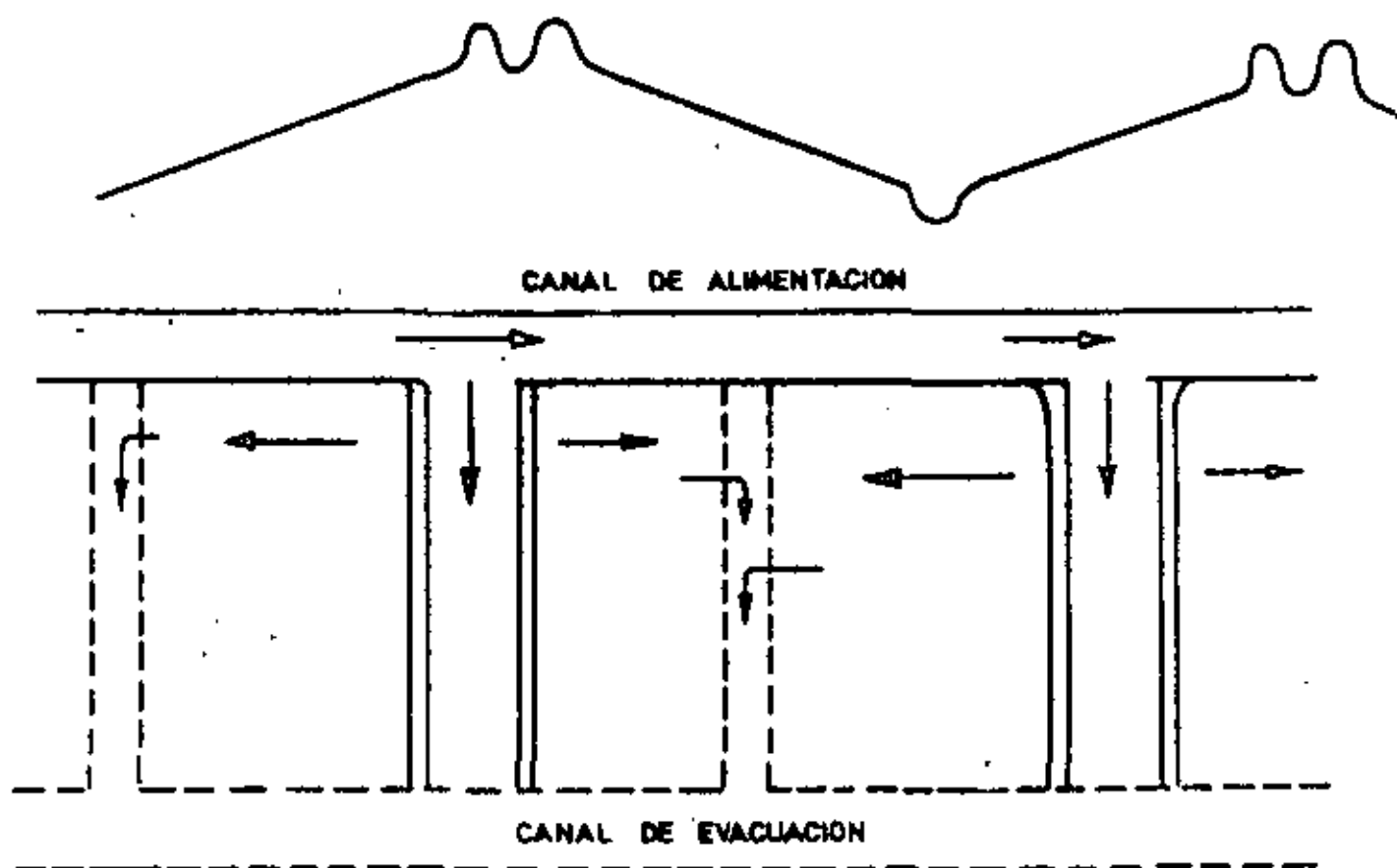
**RIEGO POR FAJAS  
O PARCELAS DE CONTORNO**



**RIEGO POR ZANJAS O  
ACEQUIAS DE CONTORNO**

En este sistema de riego, se realiza el acoplamiento de dos planos inclinados, en un sólo canal de servicio para el riego. Este método se aplica a terrenos muy llanos sin pendiente y difiere del sistema anterior, que los canales de servicio para los planos o planchas de riego se traza siguiendo la pendiente mayor del terreno no transversalmente.

Se muestra en la figura sección y planta del terreno con este sistema de riego, así como la marcha del agua desde la entrada a las planchas de riego hasta su evacuación.



Como en el caso de los riegos anteriores la pendiente transversal de los planos inclinados es de 5%. El ancho de las fajas oscila de 5 a 20 m. y su longitud de 20 a 100 m.

Con las pendientes y ancho anteriores, la diferencia de cota entre la parte más elevada del plano y la más baja es 0,25 a 1,00 m. de los cuales la mitad

en cada una es desmonte y la otra de terraplén.

(1)

Este sistema une la ventaja de evitar las pérdidas de percolación y - manejo fácil de agua, asegurar un buen saneamiento del terreno, por excesos de - lluvias e inundaciones.

#### RIEGO POR FAJAS o Border Check en U.S.A. y Campoletto en Italia:

Este método es adecuado para riego de praderas con cultivos forrajeros. Se vierte el agua a partir de la parte superior del terreno, guiada entre dos pequeños caballones laterales, escurriendo por toda la faja humedeciendo el terreno en su avance.

El método exige un coste menor de trabajos de preparación del terreno y cuidados, permitiendo su cultivo mecánico.

Entre los dos caballones limitadores, el terreno debe estar perfectamente nivelado de forma que las curvas de nivel deben ser entre ellas paralelas y normales a los caballones laterales.

La separación que se da en principio a los caballones limitantes se - mantiene, lo cual obliga a módulo de aplicación constante.

Por lo expuesto anteriormente la separación de los caballones limitan - tes debe ser la que permite una utilización completa del módulo de utilización. Módulo parcelario que en este sistema de riego se da en l/s. por metro de ancho de faja.

El eje longitudinal de las fajas sigue la línea de mayor pendiente - del terreno y su longitud está limitada por un canal de vertido en su parte supe - rior y otro de recogida en su parte inferior. Ahora bien esta longitud puede va - riar según el cultivo pues se varía así mismo la posición en él.

Este método de riego se presta para ser utilizado en suelos de textu - ra muy variable, así como permeabilidad.

#### Teoría de este sistema:

La teoría en que se basa este sistema de riego es la del escurrimien - to establecida por Crevat, que se expondrá al final de esta descripción de méto - dos de riego.

El escurrimiento de agua en una faja de riego, se realiza avanzando - ésta desde el canal de vertido situado en la parte superior, rápidamente y pene - trando en el terreno una parte del caudal que se vierte, de forma que este va -- disminuyendo de forma continua.

Se conoce normalmente:

Caudal l/s. en la cabeza de la faja

Espeor e de la lámina que se vierte

K velocidad de penetración del agua en el terreno en m/seg.

K varía en el espacio para una misma plancha o faja, así como en el tiempo. Con ello el espesor de la hoja que avanza en el terreno disminuye de la cabeza al final de la faja.

La longitud que debe tener la faja depende:

Pendiente del suelo en relación con la raíz cuadrada de su valor.

Dosis de riego

Coefficiente K de permeabilidad

Es este parámetro el de mayor dificultad de determinación al describir la ley de Darcy, por ello su determinación admite un elevado margen de error, pero permite determinar si el terreno debe ser regado por escurrimiento o aspersión, con arreglo a los valores siguientes:

Para K con valor  $10^{-2}$  cm/seg., o superior a 25 cm/hora, se precisan dosis de riego elevadas, con grandes pérdidas por percolación.

Para compensar la necesidad anterior, es preciso aumentar la pendiente del terreno, con trabajos fuertes de nivelación o emplear riegos en planos inclinados o aterrazamiento.

En realidad son terrenos que deben ser regados por aspersión.

Para K con valor  $10^{-6}$  cm/seg. o inferior a 0,1 cm/hora emplear dosis de riego muy pequeñas con longitudes normales en las fajas de 300 a 400 m. obligando a multiplicar el número de riegos, o utilizar cultivos con raíces superficiales.

Como en el caso anterior los terrenos que presentan esta pendiente deben ser regados por aspersión.

Es norma en el riego por fajas, para lograr una eficaz distribución del agua en láminas de vertido uniforme, que transversalmente no tengan pendiente, con cota de diferencia máxima menor de 2 cm., que se alcanza con nivelación. Por ello en terrenos movidos el ancho de la faja cuanto menor es, disminuye los trabajos precisos de nivelación transversal.

Asimismo no debe existir desnivel entre dos fajas limítrofes superior a 0,10 a 0,12 m., pues en caso contrario siempre hay paso lateral de agua por transmisibilidad lateral hidráulica de la faja más elevada a la inferior, falseando la dosis de riego necesaria.

Por último la pendiente longitudinal de la faja debe ser uniforme, con los valores límites siguientes:

Mínimo 0,15% a máximo del 4% para evitar erosión y arrastre, así como con la primera que el agua avance aunque ésta sea lento.

Norma necesaria para lograr una buena distribución del agua, es que los puntos de alimentación de la faja, no estén separados más de 5 a 8 m.

Los caballones de la faja deben cumplir bien las misiones siguientes:

Guiar y contener la lámina de agua que se vierte,

Humedecer fácilmente toda la faja,

Poderse salvar con la maquinaria sin entorpecimientos.

Su perfil transversal debe ser un arco de círculo o triángulo aplastado con altura superior en 10 cm. al borde del caballón del canal de vertido.

En algunas ocasiones se interrumpen estos caballones lateralmente, para caso de exceso de agua verter ésta en la faja próxima, sin perderla, debiendo proveerse una red de evacuación de las aguas residuales.

Determinación de las dimensiones de la faja y factores que intervienen en este sistema de riego:

Tanto las dimensiones de las fajas como los caudales que en ellas deben verterse, se determinan experimentalmente debiendo disponerse para estas determinaciones de los datos que se dan a continuación:

Dosis de riego en cm. de altura

Permeabilidad media en m/seg.

Pendiente del terreno

Se dá para estas determinaciones el ábaco confeccionado por Blaney - Davis, de uso en U.S.A.

Este ábaco de un valor para  $q$  en l/seg., módulo parcelario de riego, - pero para 0,30 m. de longitud en cabeza de la faja y 30 m. de longitud, en función de las dosis de riegos y permeabilidad, así como las correcciones según pendiente.

Con ello si tenemos una faja de  $L$  m. de longitud y  $l$  m. de ancho así como pendiente  $p\%$  y permeabilidad  $k$  con dosis de riego  $d$ .

La Tabla con  $d$  y  $k$  nos dá  $q$  por 0,30 m. y 100 m. de longitud.

Luego el módulo parcelario total es:

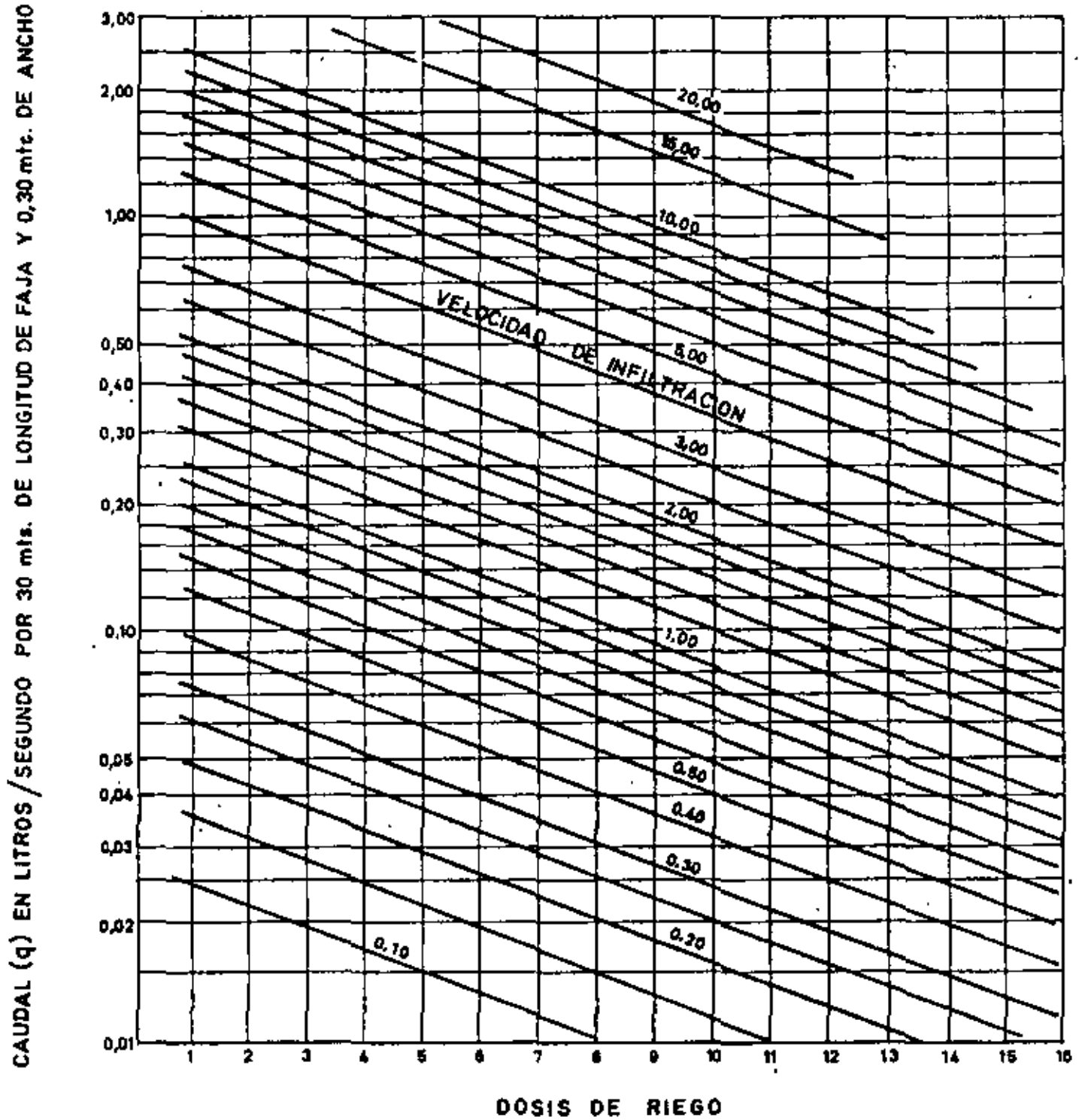
$$Q = q \times \frac{L \times l}{0,3 \times 30}$$

Si el módulo de distribución es  $Ml/s > Q$  quiere decir que simultáneamente pueden regarse:

# ABACO DE CRIDDLE Y DAVIS

14

CAUDALES UNITARIOS EN FUNCION DE LA DOSIS DE RIEGO Y VELOCIDAD DE INFILTRACION





O en caso de existir posibilidad en el terreno al ser llano establecer un canal de vertido con longitud:

$$\frac{M \times 0,30}{Q} \text{ m.}$$

Como datos medios de permeabilidad según textura del suelo, se dan los siguientes:

Terreno muy arcilloso .....	1,2 mm/hora
arcilloso .....	1,2 a 5 mm/hora
limoso .....	5 a 20 mm/hora
francos .....	20 a 60 mm/hora
limo-arenoso .....	60 a 120 mm/hora
arenoso .....	120 a 250 mm/hora
arenoso grueso .....	250 a 1.000 mm/hora

#### Tiempo de riego:

El tiempo de riego en una faja se puede determinar a priori como sigue:

Volumen de riego a suministrar  $V$  ( $m^3/Ha$ ) = que corresponde a una faja de  $(L \cdot 1)$  m.

$$\frac{V \cdot 1 \cdot L}{10.000} = V' \text{ (m}^3\text{)}$$

Este volumen se da con un módulo de  $q$  ( $m^3/seg.$ ), obtenido en el ábaco de Criddle por 0,30 m. de ancho y 30 m. de longitud para la faja. Módulo para la faja en estudio.

$$Q = \frac{q \cdot L \cdot 1}{0,30 \cdot 30}$$

Luego  $V' = Q \times$  (tiempo de aplicación)

#### Normas prácticas para establecer un riego por fajas:

Como existe indeterminación en el conocimiento exacto de la permeabilidad, la dimensión definitiva que hay que dar a las fajas y el módulo de riego que debe utilizarse se determina por experimentación, confrontando el adoptado con el ábaco.

En primer lugar el ancho de la faja se determina previamente con las premisas de que la pendiente transversal sea nula y que el desnivel de una faja a otra para lograr la ausencia de pendiente transversal sea lo menor posible. Así mismo se establece el ancho de la faja, acorde con el de la maquinaria a emplear.

Son por tanto elementos variables, los módulos parcelarios de riego y la longitud de la faja.

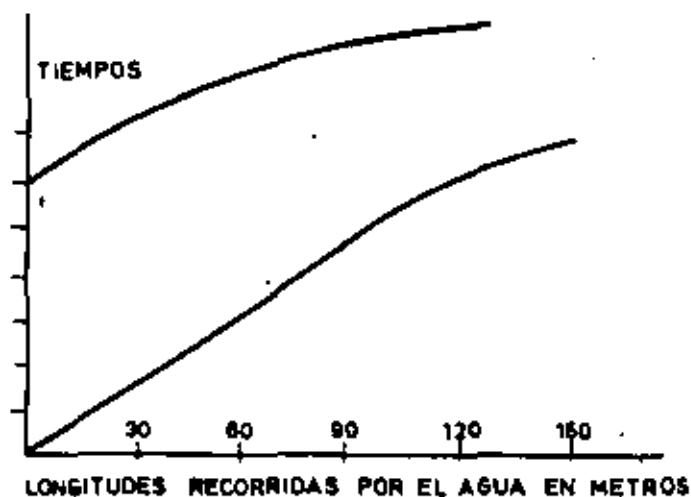
Para la determinación experimental de las variables anteriores se sigue el método siguiente:

Se establecen con el ancho fijado tres fajas colindantes en las cuales se coloca a partir de la cabeza de jalones distanciados 30 m.

Utilizando el abaco de Criddle, se determina un caudal medio de vertido y basándose en él otros dos, uno por exceso y otro por defecto, con margen — apreciable de separación.

Se comienza el riego de cada faja observando el espacio o longitud, la progresión del agua y el tiempo de infiltración. Es decir el tiempo que tarda el agua en recorrer la faja de su cabeza a su extremo y el tiempo que una vez que ha llegado al final de la faja el agua ha empezado a desaparecer en cada jalón. Confeccionando con estos datos los gráficos de la figura.

La curva continúa será la de avance, la de trazos la correspondiente



a la de la desaparición del agua. Las lecturas de los tiempos de desaparición de la infiltración se determinan a partir del momento en que llega el agua a un jalón hasta que desaparece.

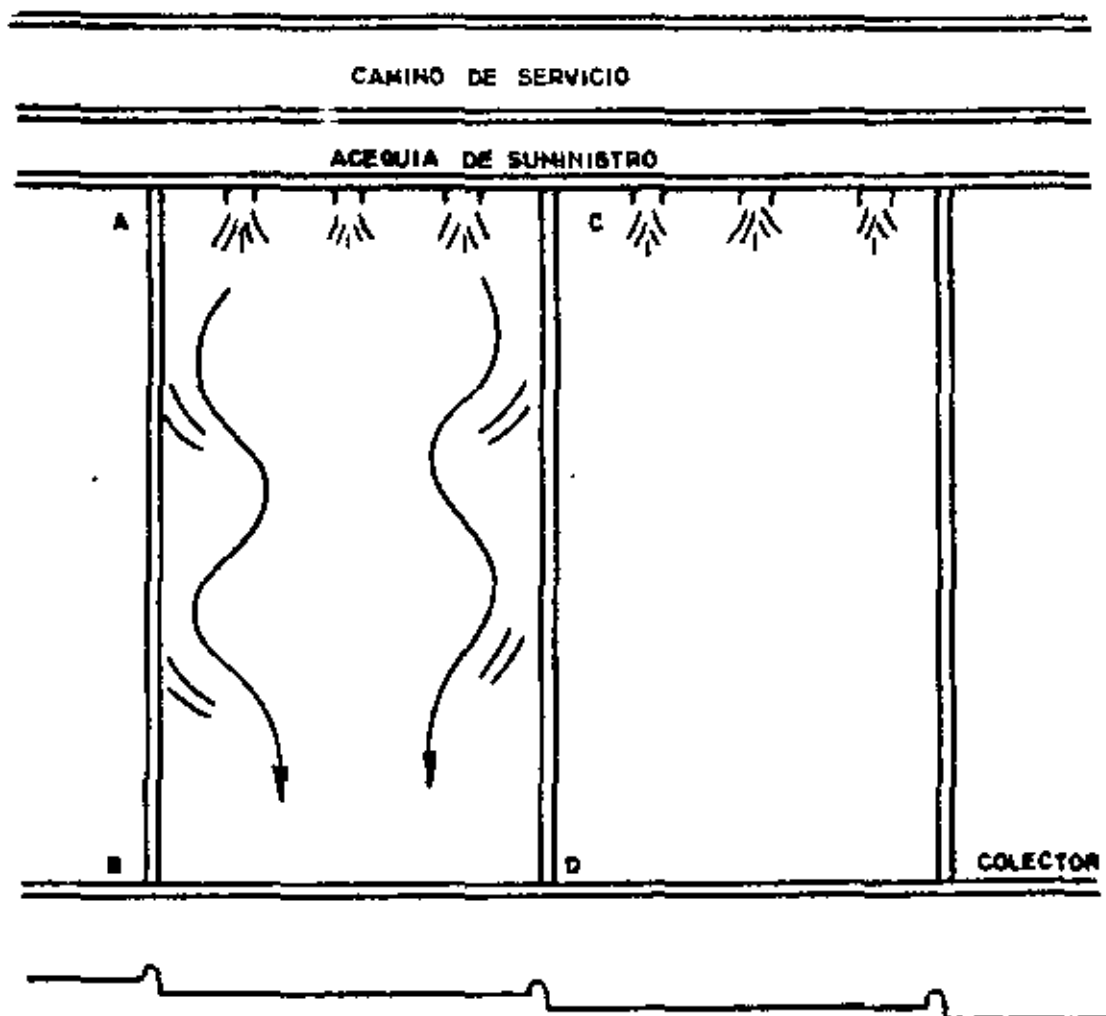
Normalmente en una experiencia de este tipo se observará que el agua avanza rápidamente en los primeros tramos y a medida que aumenta la longitud de la faja, disminuye la velocidad de avance.

Asimismo se observará que la duración de la infiltración, diferencia de cotas de las curvas anteriores, serán sensiblemente constantes hasta una longitud, a partir de la cual disminuye, por ser mayor la permeabilidad que el suministro de agua.

A la vista de las curvas determinadas en las tres fajas se escoge aquella que para un caudal máximo que no erosione, se puede alcanzar la mayor longitud con infiltración constante.

Con este sistema se puede disminuir no solo la longitud sino el ancho de la faja si el módulo es insuficiente.

Como alcaración de este sistema de riego, damos esquemas ilustrativos.



El riego en estas fajas se puede complementar conduciendo el agua por los diques AB y CD para regar las partes altas que puedan existir en el dentro de la faja.

#### Datos prácticos en el riego de fajas:

Con el fin de facilitar los estudios de establecimiento de riegos por fajas, damos un cuadro con valores medios de longitudes y caudales a introducir por metro de ancho de faja, según dosis de riego y textura del suelo.

## Suelos gravosos

## Suelos ligeros

		Suelos gravosos		Suelos ligeros	
		Longitud faja en m.	Caudal L.p.m. y m	Long. faja en m.	Caudal L.p.m. y m
Dosis de riego					
m <sup>3</sup> /Ha	cm.				
500	5	45	75	115	75
1.000	10	75	75	110	75
1.500	15	110	75	335	75
2.000	20			455	75
2.500	25				
3.000	30				

Para las mismas dosis y en el mismo orden:

Suelos medios		Suelos pesados		Suelos muy pesados	
Long. faja en m.	Caudal L.p.m. y m	Long. faja en m.	Caudal L.p.m. y m	Long. faja en m.	Caudal L.p.m. y m
230	75	610	75	800	45
425	75	800	55	800	25
760	75	800	30	800	13
800	55	800	15	800	7
800	30	800	12	800	7
800	15	800	7	800	7

### RIEGO POR SURCOS

Furrow Method en U.S.A. y de Solchi en Italia.

En estos riegos como se indicó en las clasificaciones de los métodos existentes para el mismo, solo una parte del mismo entra en contacto con el agua. Con este método de riego el exceso de agua es obligado para que sea uniforme la infiltración del agua en cabeza y extremo del surco.

Por otro lado presenta las ventajas siguientes:

Se puede aplicar a la clase de terrenos más diversa.

La tierra queda seca entre los surcos facilitando las operaciones de cultivo y recolección.

Las partes aéreas de la planta no entran en contacto con el agua en favor de impedir ataques de enfermedades criptogámicas.

La tierra no forma costra ni se agrieta en beneficio de facilitar la nascencia.

Se pueden emplear caudales pequeños por surcos evitando erosión y pudiendo regar con módulos bajos.

Presenta los inconvenientes de ser lento y exigir mano de obra, así como producir pérdidas por escorrentía superficial.

Una modalidad de este sistema cuando los surcos son muy pequeños es el de "corrugation Method". Con este método el terreno presenta el aspecto de tejado ondulado y se pueden regar terrenos bien nivelados y poco permeables, así como cereales y alfalfa, cultivos en donde no es eficaz la distribución uniforme de agua con los otros métodos.

Forma de los surcos:

La forma que se debe dar a los surcos, tiene importancia al influir en la transmisibilidad lateral del agua.

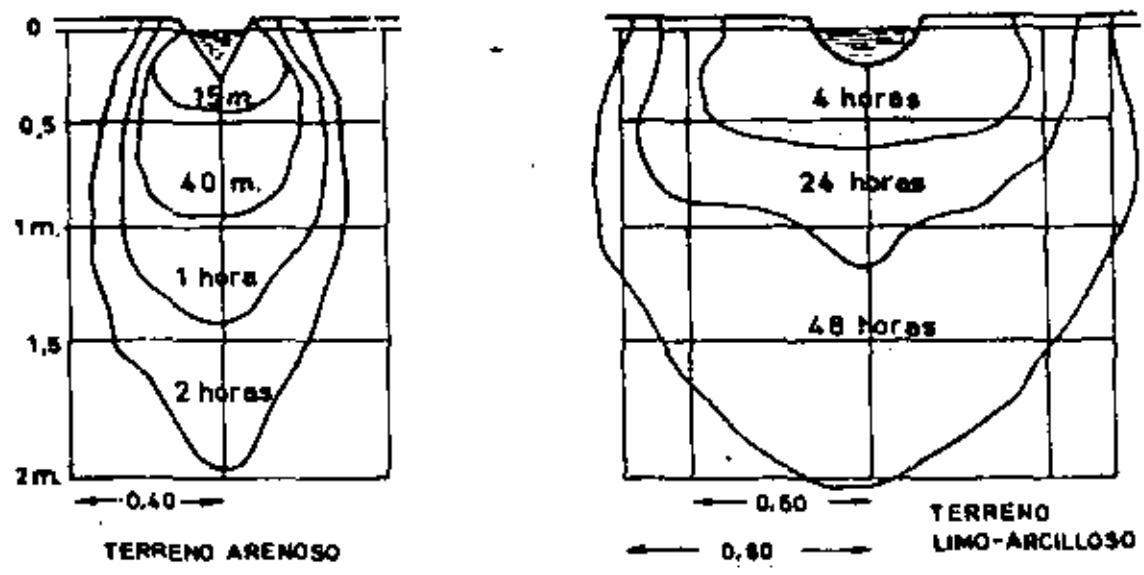
Estos surcos pueden ser de sección triangular o trapezoidal, cuando con la textura más o menos suelta del suelo y los cultivos que han de ser regados.

Daremos al final de la descripción de este sistema de riego, las características de dimensiones óptimas de los surcos.

Asimismo en el epígrafe siguiente, se da la influencia de la naturaleza del terreno en el desplazamiento lateral del agua en él, a partir del surco

Separación entre ejes de surcos:

Con el fin de tener presente la influencia fundamental de la natura



leza del suelo en la separación de los surcos, se dan los croquis de la figura, que muestran la penetración del agua a partir de surcos en función de esta naturaleza.

Croquis debidos a VEHMEYER Y HENDRICKSON

El examen de estos croquis demuestran los fenómenos siguientes. En un terreno arenoso la penetración es rápida y profunda pero la penetración lateral es pequeña.

En un terreno limo-arcilloso, la penetración es lenta en profundidad, con aumento en desplazamiento lateral.

De los croquis anteriores se demuestra que en un terreno arenoso los surcos deben distar de eje a eje 0,60 m. y en un terreno limo-arcilloso 1,60 m.

Como separaciones tipo de los surcos damos las siguientes:

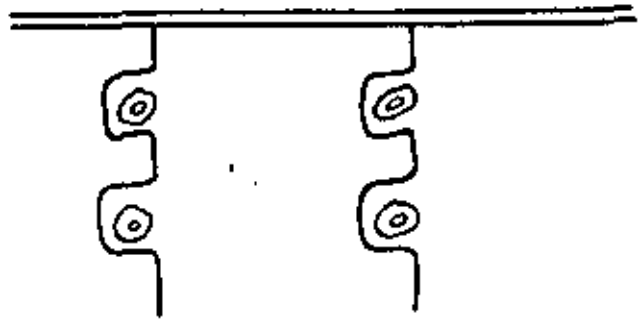
	Surcos en V	Surcos planos o trapeziales
Terreno limo-arenoso .....	0,60 m.	1,50
Terreno limo-arcilloso .....	1,10 m.	2,00

Los italianos utilizan con éxito en terrenos arcillosos surcos o pequeñas fosas de 0,20 x 0,20 separadas de 3 a 4 m.

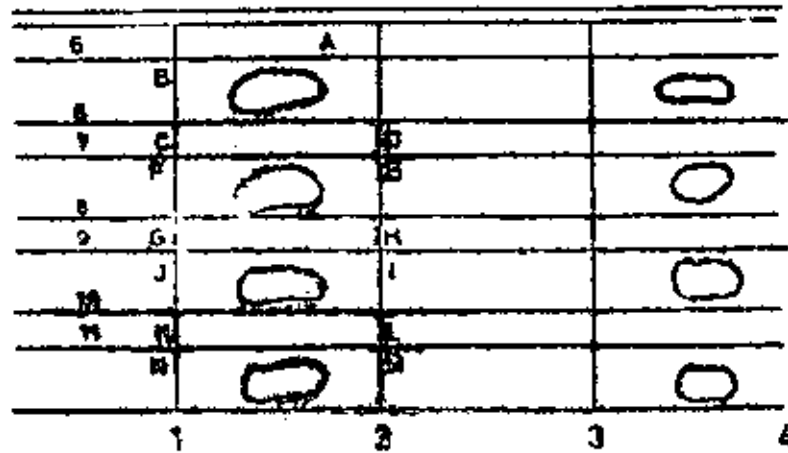
Longitud de los surcos:

Pendientes consideradas como óptimas en los surcos son del 2 a 3% y máxima del 6%. La longitud oscila de 30 a 450 m. con medias de 150 m.

Asimismo cuando la pendiente es demasiado fuerte, se trazan los surcos lo más aproximado a las líneas de nivel. Sistema que se utiliza en plantaciones frutales en laderas.



Sistema que también se emplea en el riego de terrenos con fuerte pendiente es trazar los surcos en zig-zag, como indica la figura anterior.



No presenta dificultad el trazado de los surcos en zig-zag, pues se realiza como se indica en la figura anterior.

Se trazan las regueras 1, 2, 3, 4 siguiendo la pendiente del terreno y a continuación 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 transversales interrumpiendo en los cruces de estas últimas con las primeras la circulación del agua con paredes, de forma que su recorrido sea A B C D E F G H I J L M N.

#### Caudal a introducir por surca:

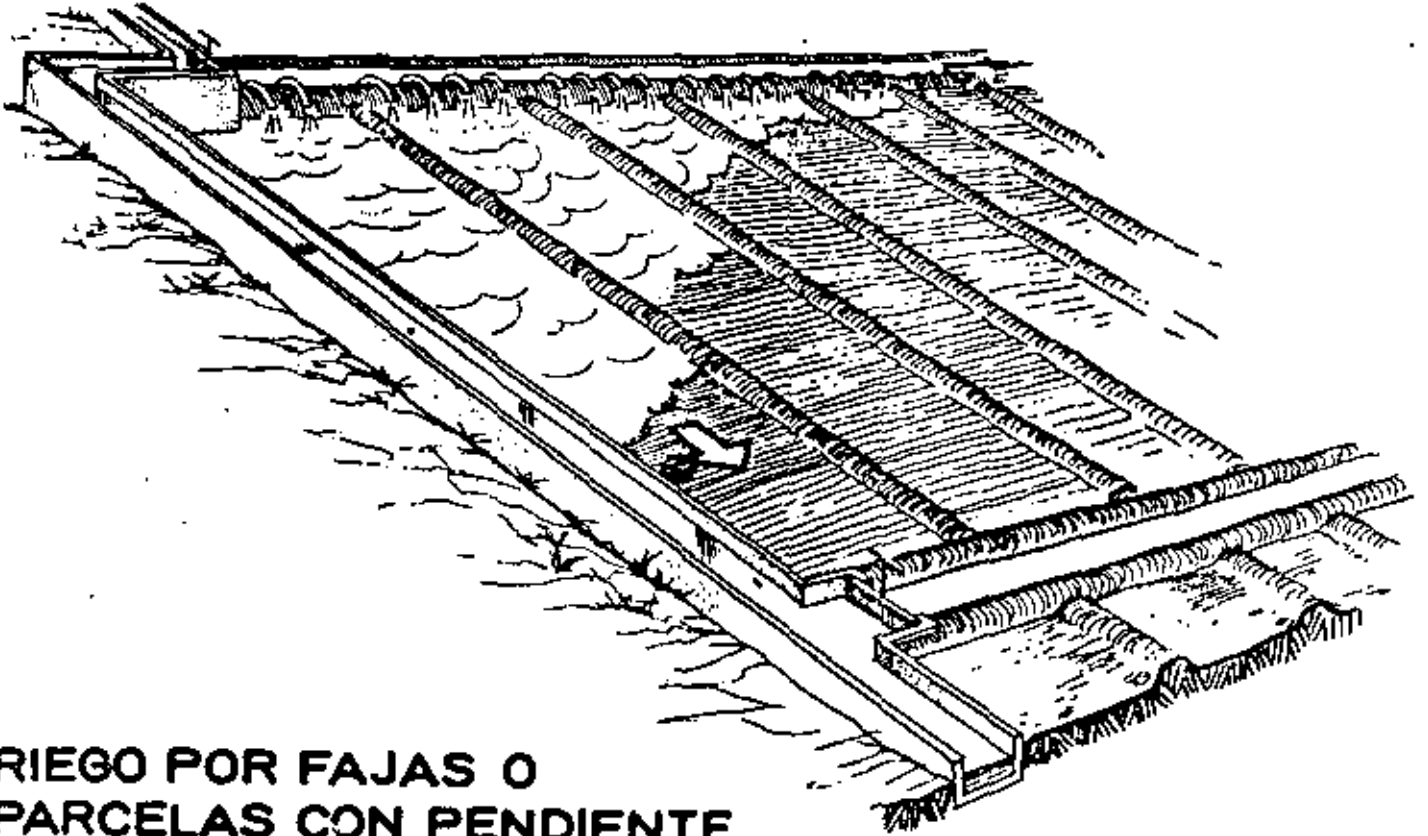
El caudal que se debe introducir en un surco está limitado por la erosión que puede producir. Por otro lado caudales pequeños tienen avances lentos y se producen aumentos de las pérdidas de agua — por percolación.

Según una norma práctica usada en E.U.A. el agua debe tardar en recorrer al surco de  $1/4$  a  $1/6$  del tiempo que precisa el riego según el volumen máximo.

Tenemos un surco de longitud  $AB = L$  m. Durante el tiempo que tarda el agua en recorrer  $AB$  se infiltra en la cabeza del surco  $A$  a una profundidad  $x$  y en  $B$  es prácticamente nula la infiltración.

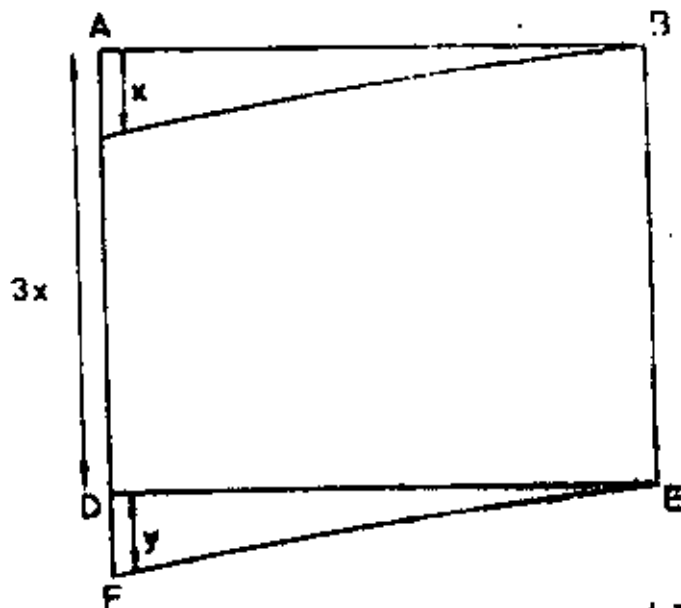
Ahora bien la profundidad de la zona radicular es  $3x$  profundidad — que un riego normal debe infiltrarse el agua en ella.

Suponiendo un ancho unidad del campo que se riega nos encontramos — con lo siguiente:



**RIEGO POR FAJAS O  
PARCELAS CON PENDIENTE**





Para alcanzar en B la profundidad  $BE = 3x$  de infiltración, siempre tendremos en AD una infiltración mayor  $AF = 3x + y$ , haciendo perdido por percolación una infiltrada F D E.

Suponiendo constancia de la permeabilidad a lo largo del riego y habiéndose infiltrado al cabo del tiempo preciso para alcanzar en B la profundidad de  $3x$  en A  $4x$ .

$$\text{Volumen de agua aplicada} = \frac{4x + 3x}{2} \cdot L = \frac{7}{2} L \cdot x$$

$$\text{El agua infiltrada en exceso} : \frac{x \cdot L}{2}$$

$$\text{Porcentaje perdido por infiltración} : \frac{100 \frac{x \cdot L}{2}}{\frac{7}{2} L \cdot x} = 14\%$$

En el caso estudiado la duración del riego es 4 veces el tiempo preciso para recorrer el agua longitud del surco AB, que teóricamente proporciona en A una profundidad de infiltración de  $4x$ .

Si ahora se toma como tiempo preciso para el riego 6 veces del que tarda el agua en recorrer AB, es lo mismo que señalado el tiempo de riego dar una longitud de surco acorde para recorrerle el agua en  $1/6$  del tiempo anterior, es acortar la longitud del surco.

En el caso considerado disminuyen las pérdidas a un 9%.

Las normas de cálculo anterior son teóricas, pues suponen una permeabilidad e infiltración constante a lo largo del riego, que no es cierto. Normalmente la permeabilidad disminuye con el tiempo de riego hasta estabilizarse y se compensa la infiltración en cabeza y cola del surco, en mayor proporción, disminuyendo los porcentajes de pérdidas anteriores.

Como resumen de lo anterior daremos las normas para señalar las longitudes de los surcos siguientes:

- 1ª - Determinar el caudal máximo que admite el surco sin producir erosión. Esta determinación debe ser experimental pues depende de la textura del suelo y pendiente. Unido a la determinación anterior va la longitud máxima de surco admisible.

2º - Reducir al mínimo las pérdidas por percolación y escurrimiento.

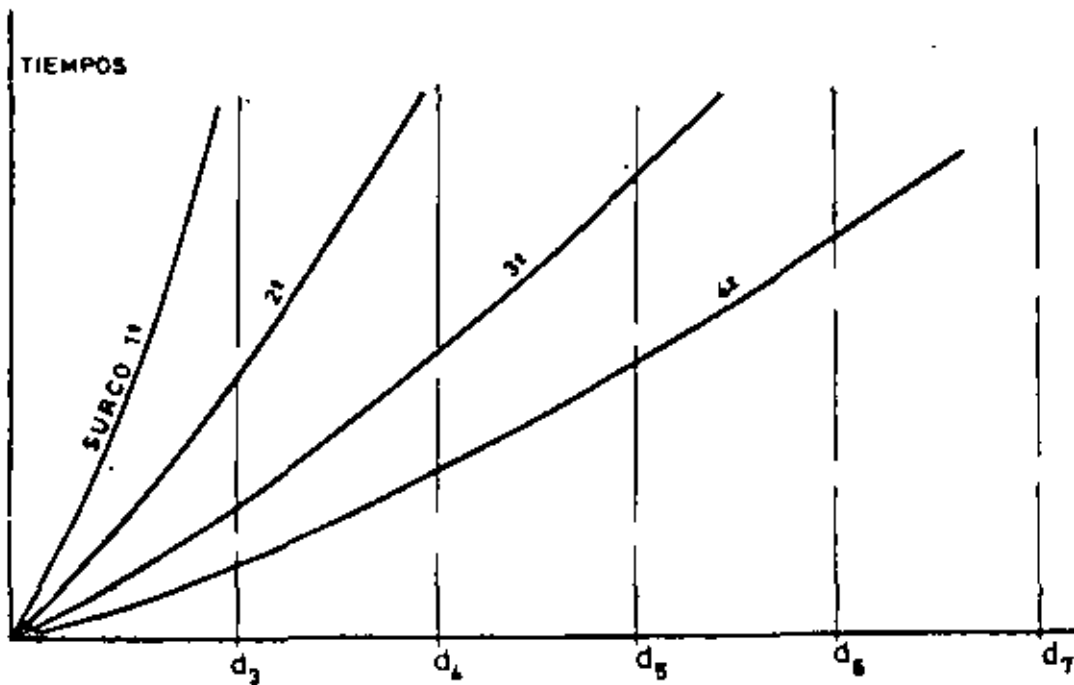
Para las determinaciones primeras se dan las normas siguientes:

Se escoge sobre el terreno un conjunto de 5 ó 6 surcos y en ellos - se colocan jalones distantes 10 m. En cada uno se introduce un caudal conocido - mediante la instalación en la cabeza de él, de un medidor de agua.

Sean los caudales introducidos en 4 surcos, estudiados los siguientes:

Surco Nº 1	$Q = 0,35 \text{ l/seg.}$
Surco Nº 2	$Q = 0,40 \text{ l/seg.}$
Surco Nº 3	$Q = 0,50 \text{ l/seg.}$
Surco Nº 4	$Q = 0,60 \text{ l/seg.}$

Se anota para cada surco el tiempo preciso para recorrerlo el agua introducida en cada jalón. Tiempos que se trasladan a un gráfico que tiene en abscisas distancias y en ordenadas tiempos. Tenemos de esta forma los gráficos de la figura.



Se comprueba en la experiencia que el surco 4 tiene un caudal  $Q = 0,60 \text{ l/seg.}$  que erosiona y se desecha.

Por tanto el surco 1º solo alcanza una longitud  $0-d_3$  demasiado corta para una mecanización eficiente, por tanto es óptimo el caudal del surco 3, - con longitud  $0A = L \text{ m.}$  Se adopta  $0-d_6$  más corta como margen de seguridad con caudal  $Q = 0,50 \text{ l/seg.}$

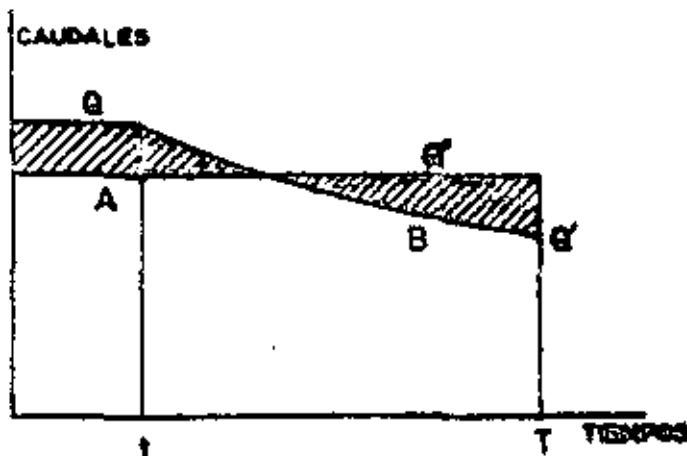
El tiempo preciso para recorrer esta longitud, se obtiene del gráfico y es el obtenido en el recorrido por el agua de  $0$  a  $d_6$ .

25

Variación de caudal que se introduce en la cabeza del surco:

La permeabilidad y por tanto la infiltración a lo largo del surco varía con el tiempo de riego. Pues bien, para eliminar las pérdidas por percolación y escorrentía superficial, el caudal  $Q$  tomado como óptimo en el surco  $\beta$  con longitud  $L$ , a partir del tiempo  $t$  de aplicación se disminuye hasta un mínimo  $Q'$ , que se conserva hasta el final  $T$  del riego, disminución realizada observando disminuir al máximo las pérdidas por escurrimiento pero sin que falte agua a lo largo del surco.

Con las observaciones se confecciona el gráfico de la figura, cuyo examen nos proporciona el caudal  $Q''$  medio a introducir de forma que las áreas rayadas A y B sean iguales.



Es decir, se comienza el riego con caudal  $Q$  hasta un tiempo  $t$  y luego hasta  $T$  se disminuye a  $Q'$ .

Caudal medio a utilizar  $Q''$  de forma que el área rayada A sea igual a B.

En este método es de Guyon, así como el anterior de Criddle.

Duración total de la aplicación del agua:

Los datos en este cálculo son los siguientes:

Velocidad de riego:

Altura de agua en cm. que se aplica a un metro de longitud de surco por un metro de ancho de separación entre ellos en 1 hora.

Caudal medio:

En litros por segundo que se introduce por 1 metro de longitud de surco.

Separación de los surcos:

En el caso considerado 1 m.

Con los datos anteriores se establecen las relaciones siguientes:

Caudal introducido en la longitud total del surco

a (altura de agua) en m. L. 1

El caudal medio  $Q_0$  por segundo

$T = \frac{a \cdot L \cdot l}{Q}$  ; siendo  $e$  el rendimiento, el tiempo es:

$$T' = \frac{a \cdot L \cdot l}{\frac{Q \cdot e}{100}}$$

Un ejemplo aclarará el empleo del método de Guyon para caudal medio a introducir en el surco, con el cálculo del tiempo anterior.

Se desea aplicar en el riego por surcos 80 mm. de altura de agua por hora.

La separación de surcos es 0,50 m.

Rendimiento del riego 80%.

El caudal máximo que admite el terreno sinerosión es 0,8 l/seg, y el tiempo necesario para recorrer este caudal la longitud total del surco es 300 m. 2 horas 30.

La curva variación de  $Q$  con el tiempo explicada anteriormente proporciona:

$Q_{\text{máximo}} = 0,8$  l/seg. durante 2 horas 30'; a partir de este tiempo se disminuye el caudal  $Q$  hasta un mínimo.  $Q_{\text{mínimo}} = 0,2$  l/seg. hasta el tiempo  $T$  del riego total.

El caudal medio es  $Q' = 0,35$  l/seg.

$$T = \frac{0,08 \cdot 280 \cdot 1}{1,26 \text{ m}^3/\text{hora} \cdot 0,8} = 20 \text{ horas.}$$

RIEGOS POR "CORRUGATION"

Este sistema de distribuir el agua al terreno se basa en imprimir sobre él una serie de pequeños surcos, dando la impresión de un tejado ondulado.

Es por tanto sistema similar al de surcos en su concepción, pero con dimensiones de éstos pequeñas, para no entorpecer o dificultar el paso de la maquinaria sobre ellos. Asimismo los caudales que se introducen en cada surco son de pequeña magnitud, obligando para este sistema de riego el empleo de sifoncillos.

Se dá en la figura una perspectiva de este sistema de riego, con el empleo de sifoncillos.

La base del sistema descrito es el estudio acertado de la separación de los pequeños surcos, en función de la textura del terreno, y pendiente en el sentido de la circulación del agua.

Como orientación para este fin se dá un cuadro de separaciones medias, en metros, con arreglo a las condiciones mencionadas.

TEXTURA	PENDIENTE DEL TERRENO				
	0,25%	0,75%	1,50%	3,00%	6,00 %
Arenosa	0,50 m.	0,45 m.	0,40 m.	0,40 m.	0,40 m.
Ligera	0,55 m.	0,50 m.	0,45 m.	0,45 m.	0,40 m.
Media	0,60 m.	0,60 m.	0,60 m.	0,45 m.	0,40 m.
Fuerte	0,60 m.	0,60 m.	0,60 m.	0,50 m.	0,45 m.

Este sistema es de aplicación en cultivos, donde el riego por inundación presenta amplias dificultades, como son trigo y alfalfa.

En el primero por coincidir el peligro de encamado con el riego, cuando las necesidades de agua son intensas y en el segundo por la dificultad de ser regados en la siembra sin producir corrimiento de semilla.

Modos de introducir el agua en los surcos:

Tanto en el riego por surcos como en el de "corrugation", la mayor dificultad radica en la distribución del agua en los surcos. Esta distribución puede realizarse a partir de pequeños canales en tierra o de conducciones de hormigón, así como por conducciones enterradas o empleo de tuberías con gateras.

De estos sistemas de distribución se acompañan figuras.

La distribución por canales de tierra presenta el inconveniente de tener que abrir en ellos, con azadas, una entrada de agua frente a cada surco o grupo de cuatro o cinco. Asimismo, el reglaje del agua que se introduce es difícil, so pena de un elevado número de jornales en esta operación.

Normalmente la técnica de este riego en la distribución del agua consiste en lanzar el caudal máximo admisible por surco y, cuando el agua ha llegado al final, reducir su entrada al máximo, guiándose para ello en que sea mínima la escorrentía superficial.

Es la dificultad anterior la que ha hecho surgir el empleo de sifoncillos para la distribución del agua, o de tuberías con gateras.

Como una aportación del caudal por sifoncillo o gatera de la tubería, no acorde con las condiciones del terreno, ocasiona erosiones en la entrada de agua en el surco, como asimismo en los primeros se precisa mantener un nivel constante o altura de agua en la acequia respecto al terreno, se da un cuadro de caudales normales en sifoncillos, con arreglo a tirante en la conducción abastecedora y diámetros de los mismos.

DIFERENCIA DE NIVEL	DIAMETRO DEL SIFON EN				
	20 mm.	26 mm.	32 mm.	35 mm.	50 mm.
0,25 m.	2,46 m <sup>3</sup> /h	4,14 m <sup>3</sup> /h	6,28 m <sup>3</sup> /h	7,50 m <sup>3</sup> /h	15,3 m <sup>3</sup> /h
0,20 m.	2,32 m <sup>3</sup> /h	3,90 m <sup>3</sup> /h	5,92 m <sup>3</sup> /h	7,00 m <sup>3</sup> /h	14,3 m <sup>3</sup> /h
0,15 m.	1,90 m <sup>3</sup> /h	3,20 m <sup>3</sup> /h	4,84 m <sup>3</sup> /h	3,8 m <sup>3</sup> /h	11,8 m <sup>3</sup> /h
0,10 m.	1,56 m <sup>3</sup> /h	2,61 m <sup>3</sup> /h	3,96 m <sup>3</sup> /h	4,6 m <sup>3</sup> /h	9,4 m <sup>3</sup> /h
0,05 m.	1,10 m <sup>3</sup> /h	1,85 m <sup>3</sup> /h	2,80 m <sup>3</sup> /h	3,3 m <sup>3</sup> /h	6,7 m <sup>3</sup> /h

Es de interés destacar que, en el empleo de sifoncillos para el riego, - por surcos, es necesario crear remansos, que tengan un nivel constante, en la conducción a cielo abierto abastecedora. Para este fin pueden emplearse compuertas móviles, con una escotadura para crear un vertedero, caso de conducir un caudal superior al que se distribuye.

#### RIEGO POR BANCALES:

Este sistema de riego se denomina "Bassin flooding" en Estados Unidos y Scompartimenti en Italia. Difiere el sistema, de los descritos anteriormente, en que para estos el agua discurre por la parcela, con lo cual el terreno debe poseer una pendiente acorde con su textura. En cambio, en el riego por bancales el agua inunda la superficie a regar totalmente y se va infiltrando lentamente; normalmente se introduce mayor volumen de agua que él que se infiltra.

Exige el sistema una preparación, nivelación o abancalamiento previo — del terreno, procurando que el desnivel entre dos bancales próximos sea mínimo y que el volumen de tierra movido sea el menor posible.

Ha hecho surgir este sistema, no siempre aconsejable, las técnicas modernas de nivelación y de las cuales se da un resumen de normas en el epígrafe siguiente.

La superficie que deben poseer los bancales depende de la naturaleza del suelo, su pendiente y caudales de que se dispone para el riego.

En lo que se refiere a la pendiente, los bancales en curvas de nivel, deberán disponerse de forma que el desnivel de uno a otro no supere los 0,60 mts.

Las normas americanas admiten las relaciones siguientes:

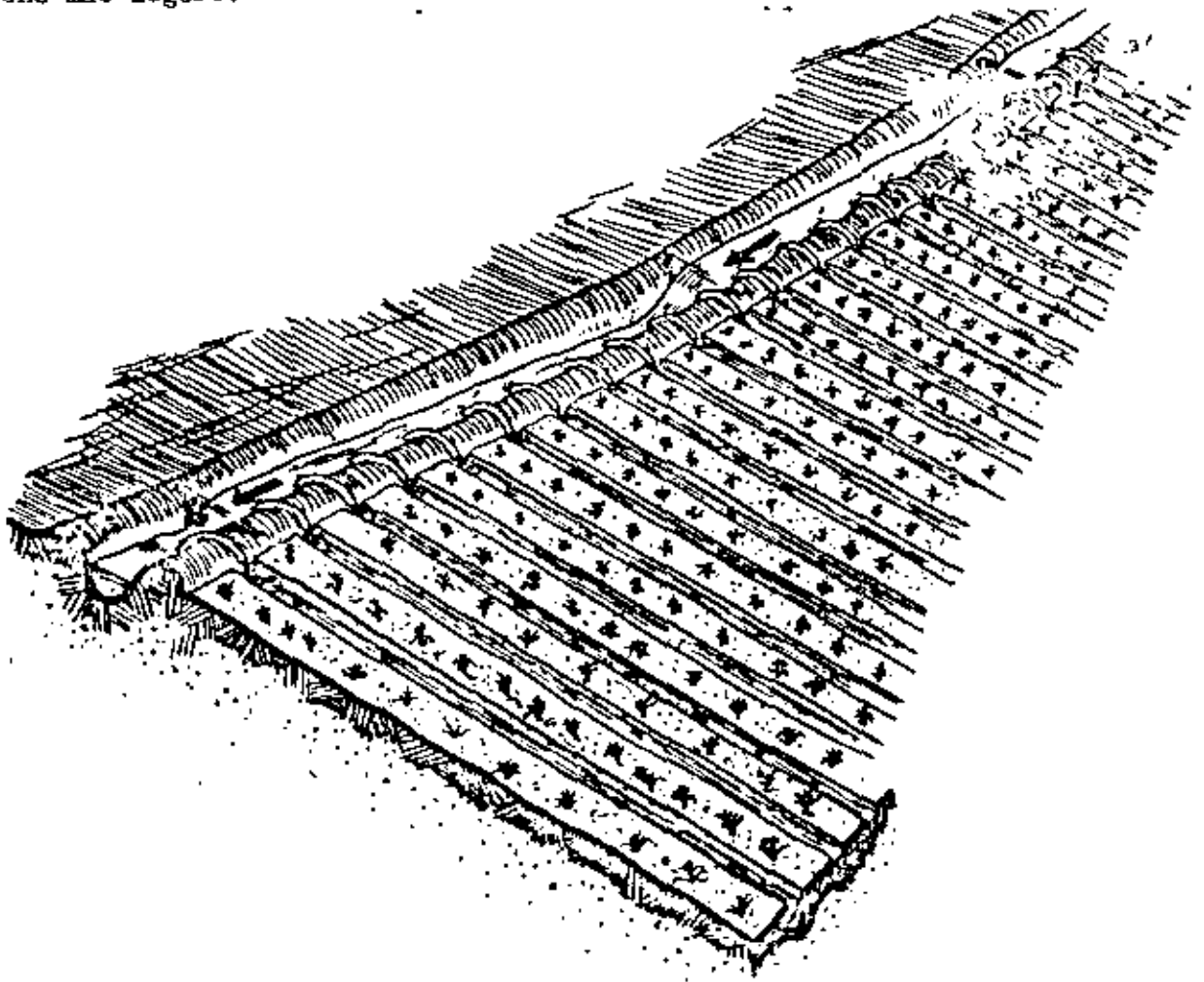
CAUDALES POR BANCAL	NATURALEZA DEL SUELO		
	LIGEROS	MEDIOS	FUERTES
30 l/s.	100 a 150 m <sup>2</sup>	200 a 400 m <sup>2</sup>	500 a 1.000 m <sup>2</sup>
60 l/s.		400 a 800 m <sup>2</sup>	15.000 a 2.000 m <sup>2</sup>
120 l/s.			3.000 a 5.000 m <sup>2</sup>

El desnivel entre dos bancales próximos no debe exceder a 8 ó 10 cm. y para este fin la norma que se sigue es:

Longitud máxima  $\leq \frac{0,08}{100p}$ .

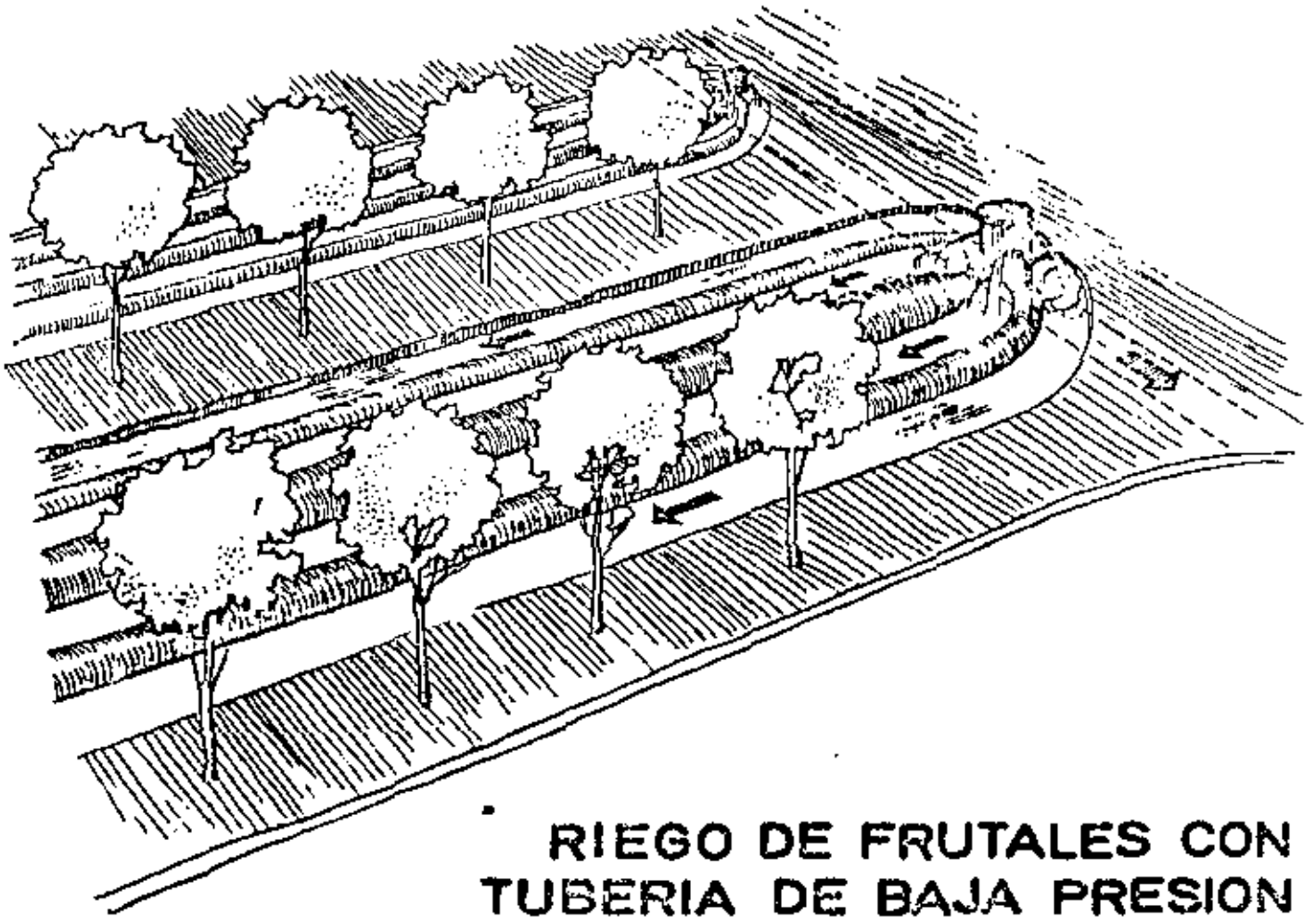
Con p máximo 2,5 % o l = 3 m.

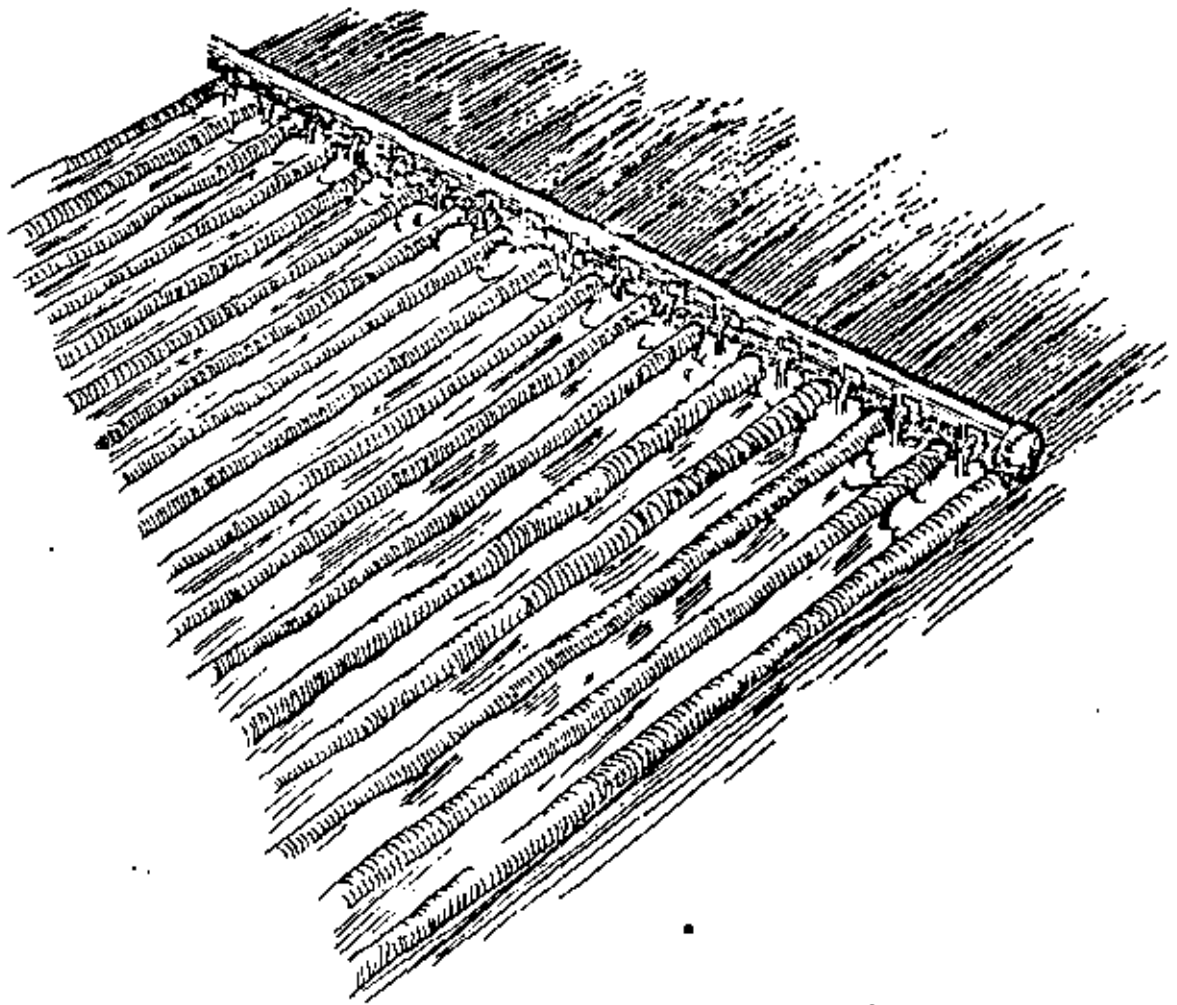
Los bancales son por tanto más estrechos cuanto la pendiente es más fuerte, o el terreno más ligero.



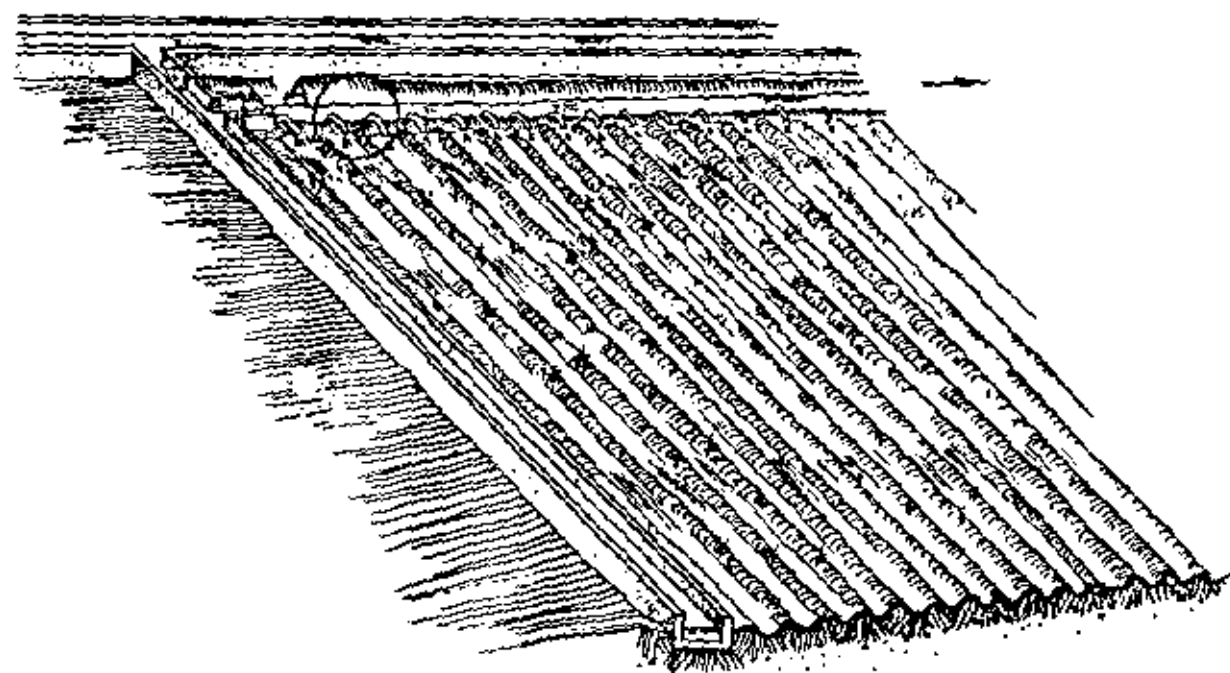
M.O.P.	CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRAFICOS	FECHA:	N.º ARCHIVO
RIEGO EN TEJADO ONDULADO		ESCALA:	G-62





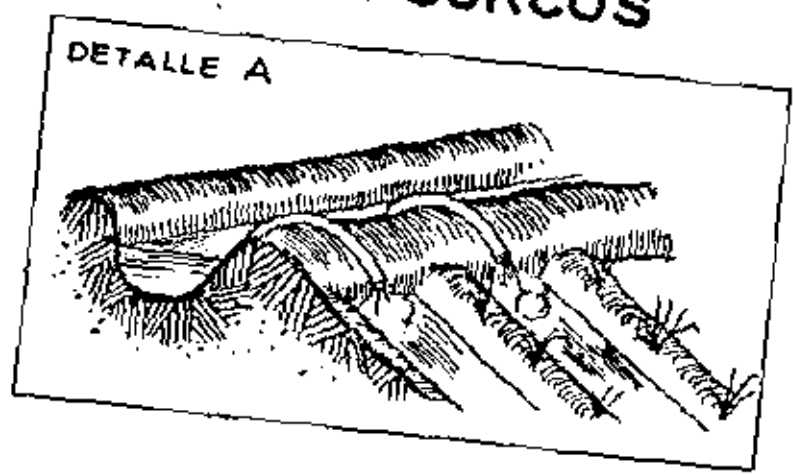


**RIEGO POR SURCOS CON TUBERIAS DE  
GATERA**



# RIEGO POR SURCOS

DETALLE A



## RIEGO POR ESCURRIMIENTO O POR VERTIDO

### INTRODUCCION:

El escurrimiento define un sistema de aplicar el agua al terreno, haciendo circular esta sobre él, en capa delgada o de pequeña altura y dándole una pendiente adecuada.

El agua circula de la forma expuesta, sobre el suelo, el tiempo preciso y acorde con su permeabilidad, para que se humedezca a la profundidad precisa.

El designar este riego también como de vertido se debe, a que generalmente el agua se vierte por el borde de un canal horizontal en lamina delgada.

### Fajas, planchas o láminas de vertido:

El tipo clásico de los riegos por escurrimiento, es el denominado riego por fajas o planchas. Los restantes sistemas pueden ser considerados como derivados de este.

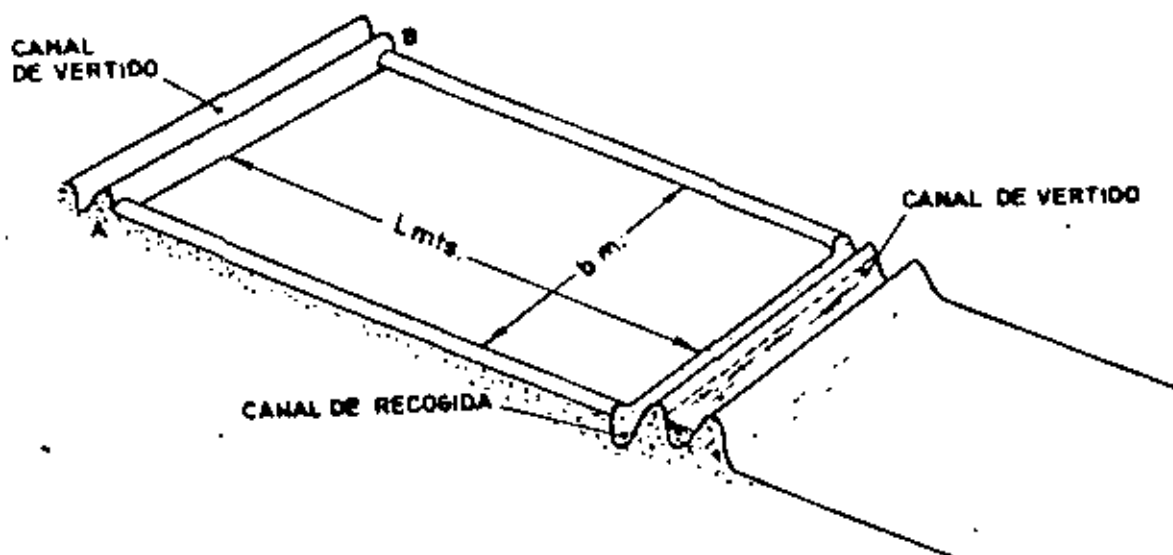
En el sistema que describimos, el terreno para el riego se divide en el sentido de la mayor pendiente en fajas o planchas rectangulares de longitud  $L$  y ancho  $b$ , pero de superficie  $s$  igual a la que precisa la unidad parcelaria de riego.

La superficie  $s$  es como hemos visto en datos prácticos del riego  $S = \frac{m}{K}$ , siendo  $m$  = módulo de utilización adoptado en  $m^3/\text{seg.}$  y  $K$  permeabilidad del suelo en  $m/\text{seg.}$

El lado superior de la faja o plancha es horizontal, estando colocado en él, el canal de vertido que transporta el agua a lo largo de su ancho total  $b$ , o del número múltiplo de ella, si sirve a una serie de fajas. Por el contrario - el lado inferior lleva el canal de recogida o, si este no existe, otro nuevo de -

vertido, que sirve a otra serie de fajas o planchas inferiores a los anteriores. También puede ocurrir que lleve este lado inferior, canal de recogida y vertido.

La faja en sus dos bordes laterales va provista de unos pequeños caballos, que la limitan y evitan que el agua se extienda fuera de la faja en el riego.



La figura da un croquis de la disposición expuesta:

Supongamos que la faja tiene una pendiente  $i$  en el sentido de  $L$ . Sobre esta faja se vierte una lámina de agua, de espesor uniforme, a lo largo del ancho  $AB$ ; pueden ocurrir los casos siguientes:

- Que la faja regada tenga una superficie inferior a la  $a$  de la unidad parcelaria. En este caso sobrará agua que irá a verter al canal de recogida.
- Que tenga la superficie de la unidad parcelaria. El agua vertida penetrará en su totalidad en el terreno y no habrá sobrante.
- Que sea superior a la superficie de la unidad parcelaria.

Quedará parte del terreno sin regarse.

Hemos visto que la determinación de la superficie parcelaria de riego solo depende de  $K$ , coeficiente de permeabilidad, y  $m$ , módulo de utilización, que dando las dimensiones de la faja o plancha,  $L$  y  $b$ , indeterminadas, lo cual permite elegir una longitud  $L$  que logre un escurrimiento lo más perfecto posible.

Asimismo, es razón lo expuesto para considerar necesario exponer el — primero y, creo hasta el momento, único estudio racional hecho para el riego por escurrimiento, de M. Crevat, agricultor francés y miembro de la Sociedad de Agricultura de Francia. Exposición, como elemento base, necesaria para determinar — con la mayor exactitud posible, la longitud L de la faja o plancha de vertido.

Estudio teórico del Escurrimiento del agua:

En el estudio teórico del escurrimiento del agua en una faja o plancha de terreno, M. Crevat ha introducido los dos factores principales siguientes:

- a) Velocidad de escurrimiento de una lámina de agua de cierto espesor, que avanza sobre un suelo con pendiente.
- b) Caudal unitario de escurrimiento, o caudal de vertido del canal para este fin, situado en la cabeza de la faja o plancha, por metro — de ancho de esta.

Respecto al primer factor exponemos lo siguiente:



Tenemos una faja o plancha de terreno, AB, con pendiente i. Esta faja tiene — longitud L y, sobre ella, se vierte — una lámina de agua con espesor AC = h, en la cabeza.

El terreno sobre el que circula la lámina de agua tiene un coeficiente n — que lo caracteriza y que según Crevat tiene los valores B siguientes:

- n = 20 Para un prado segado
- n = 10 Para un prado brotando
- n = 5 Para un prado espeso

CB es la pendiente de la lámina de agua.

Crevat estableció que v, velocidad de escurrimiento, podría expresarse por una fórmula análoga a la de Bazin, para circulación del agua en canales, de la forma siguiente:

$v = n h \sqrt{I}$ , en la cual I es la pendiente de la superficie de la lámina de agua. En el caso de la figura, suma de la pendiente del terreno y de la lámina de agua respecto a él es decir  $i + \frac{H}{L}$ , siendo  $\frac{H}{L}$  la pendiente media; n es el equivalente de la inversa del tiempo, de dimensión  $T^{-1}$ .

Asimismo  $\frac{H}{L}$  es despreciable, en relación con la pendiente del suelo, — agrupándose normalmente en un solo factor,  $\alpha = n \sqrt{I}$ , las características de —

suelo y pendiente. Por ello

$v = \alpha h$  es como normalmente se expresa.

Fórmula que indica lo siguiente:

La velocidad en cualquier punto de la lámina de vertido, es proporcional a su altura.

Caudal unitario de vertido:

Por este concepto Crevat define el volumen de agua que pasa por segundo y por metro de ancho, a lo largo de la faja o parcela.

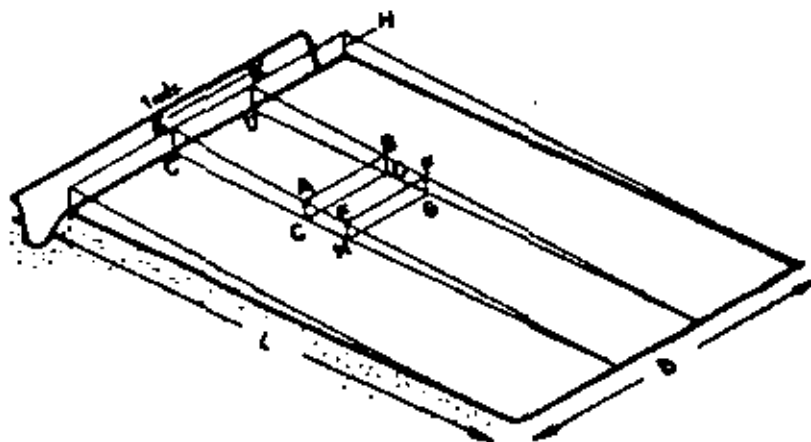
El valor de este caudal es  $q = l m \times H \times v$ .

Este concepto tiene una gran importancia práctica, ya que variará en función de la longitud que se dé a la faja o plancha, es decir en razón inversa del ancho.

Ahora bien, el volumen de esta caudal unitario no es limitado; varía, o está comprendido, entre unos límites máximos y mínimos, para que, según suelo, pueda ser manejado por el regador, que se denomina módulo de utilización.

Relaciones fundamentales:

Teniendo en cuenta las definiciones de los epígrafes anteriores, supongamos una faja o plancha de escurrimiento tal como se ha definido anteriormente y estudiemos el escurrimiento del agua en ella.



Dimensiones de la faja; longitud  $L$  mts., ancho  $b$  metros. Sobre esta faja se vierte una lámina de agua de altura  $H$ , en la cabeza de la misma.

Determinemos las características de la lámina de vertido en una sección A, B, C, D distante  $\underline{l}$  metros. de la cabeza C'D'. Estas características son altura

$h = AC = BD$  de la lámina.

$v =$  velocidad de escurrimiento.

39

$t =$  tiempo que tarda el agua para ir de C'D' a CD.

Aislamos una parte de lámina de  $l$  metros de ancho y consideramos, a partir de la sección A B C D que estudiamos, un volumen infinitamente pequeño de ella comprendido entre la sección anterior y E F H G distante  $dl$ .

Las dimensiones de este volumen infinitamente pequeño son:

$$AE = BF = CH = DG = dl$$

$$AB = CD = EF = HG = l \text{ mt.}$$

$$AC = BD = h$$

$$EH = FG = h + dh \text{ siendo } dh < 0$$

En el plano A B C D;  $v = \alpha h$  según vimos en el epígrafe anterior en EFHG es  $v + dv = v'$   $dv < 0$ .

El caudal o volumen de agua que entra por la cara

ABCD es igual al que sale por EFGH más el que ha penetrado en el suelo.

Caudal que entra:  $v \times l \text{ m} \times h$

Caudal que sale ::  $v' \times l \text{ m} \times h' = (v + dv) \times l \text{ m} \times (h + dh)$ .

Caudal que penetra en el suelo =  $k \times l \times dl$  siendo K coeficiente de permeabilidad y  $l \times dl$ , sección de la superficie de filtración CDGH.

$vh = (v + dv) (h + dh) + K \times dl$  despreciando los infinitamente pequeños de segundo orden  $dh \times dv$ .

$$vh = vh + hdv + vdh + Kdl \quad (1)$$

$$hdv + vdh + Kdl = 0$$

Las relaciones fundamentales que rigen el escurrimiento del agua en la faja que estudiamos se obtienen con la ecuación anterior y  $v = \alpha h$  (2)

1º - Forma de la lámina de vertido:

$v = \alpha h$ ; diferenciando  $dv = \alpha dh$

reemplazando este valor de  $dv$  en (1) tenemos

$$\alpha h dh + \alpha h dh + Kdl = 0 \quad 2 \alpha h dh = -Kdl$$

Integrando esta expresión y teniendo en cuenta que para  $h = 0$

$$2 \frac{\alpha h^2}{2} = -Kl + C^{te} \quad \text{para } h = 0 \quad 1 = L \quad C^{te} = Kl$$



$\alpha h^2 = K (L - l); h^2 = \frac{K}{\alpha} (L - l)$  (3) Ecuación de una parábola.

Para  $h = H$   $l = 0$ , luego sustituyendo en (3)

$$H^2 = \frac{K}{\alpha} L \quad H = \sqrt{\frac{K}{\alpha}} L \quad (4)$$

que nos proporciona la altura  $H$  de la lámina de vertido en función de  $L$ ,  $K$  y  $\alpha$  que es  $n \sqrt{I}$ .

2º - Velocidad del agua en un punto de la lámina de vertido:

Eliminamos  $h$  entre 1 y 2

$$dh = \frac{dv}{\alpha} \quad \frac{v}{\alpha} dv + v \frac{dv}{\alpha} + K dl = 0 \quad (5)$$

Integrando

$$\frac{v^2}{\alpha} = -Kl + C^{te} \quad \text{para } l = L \quad v = 0$$

$$C^{te} = KL$$

$$\frac{v^2}{\alpha} = -Kl + KL \quad \frac{v^2}{\alpha} = K(L - l); v^2 = \alpha K(L - l)$$

$$v^2 = \alpha K(L - l) \quad v = \sqrt{\alpha K(L - l)} \quad (6)$$

3º - Tiempo de escurrimiento:

$$dl = v dt \quad dt = \frac{dl}{v}$$

Luego el tiempo que tardará la lámina para ir desde la cabeza a una distancia  $l$  de la faja será:

$$\int_0^t dt = \int_0^l \frac{dl}{v}$$

$v$  según (6) es  $v = \sqrt{\alpha K(L - l)}$  luego

$$t = \int_0^l \frac{1}{\sqrt{\alpha K(L - l)}} dl = \int_0^l \frac{-1}{\sqrt{\alpha K(L - l)}} d(L - l) =$$

$$= -\frac{1}{\sqrt{K\alpha}} \int_0^1 \frac{d(L-1)}{L-1}$$

Como es complicada, se obtiene más fácil, teniendo en cuenta que

$$v = \alpha h \quad \text{y según (5)} \quad dl = \frac{-2v dv}{\alpha K}$$

$$dv = \alpha dh$$

$$dl = -\frac{2\alpha h \alpha dh}{\alpha K} = -\frac{2\alpha h dh}{K}$$

$$t = -\int_0^1 \frac{2\alpha h dh}{K \alpha h} = -\int_0^1 \frac{2 dh}{K} \quad \text{en esta expresión para}$$

$$t = 0 \quad l = 0 \quad h = H$$

$$t = t_2 \quad l = 1 \quad h = h$$

$$t = -\frac{2}{K} \left[ h \right]_H^h = -\frac{2}{K} [h-H]$$

$$t = \frac{2}{K} (H - h) \quad \text{y para la longitud total } L \quad t = t_2 \quad h = 0 \quad l = L$$

$$t_2 = \frac{2}{K} H \quad (7)$$

Con el estudio anterior tenemos:

Con  $m$  = módulo de utilización

$K$  = permeabilidad en m/seg.

$\alpha = \frac{m}{K}$  superficie unidad de riego

La duración del escurrimiento es  $t = \frac{2H}{K}$ , vemos como en la práctica se determina la longitud de la faja o plancha.

Determinación de la longitud de la faja según Crevat:

En todo terreno que se riega se conoce según cultivo dosis real - de riego  $d_r$  y  $K$  coeficiente de permeabilidad.

$d_r$  en m de altura de agua

K en m/seg.

$t = \frac{d_r}{K}$  tiempo preciso para dar la dosis de riego

Por otro lado  $t_e$  = tiempo de escurrimiento de la lámina de agua en una faja de longitud L con una altura H a la entrada o cabeza de la misma según (7).

$t_e = \frac{2 H}{K}$  y H según (4)  $H = \sqrt{\frac{K}{\alpha}} L$

Crevat establece que  $t = t_e$

Luego  $\frac{d_r}{K} = \frac{2}{K} \sqrt{\frac{K}{\alpha}} \times L$

$L = \frac{d_r^2 \alpha}{4 K}$

Con L ancho;  $b = \frac{S}{L}$  pero S con módulo m es  $\frac{m}{K}$ ,

$b = \frac{m}{K L}$

Caudal de vertido por metro de ancho de faja

$C = \frac{m}{b} = \frac{m}{\frac{m}{K L}} = K L$

Ya que (7) es  $t = \frac{2 H}{K}$

$H = \frac{t \times K}{2}$   $t \times K = d_r$  luego  $H = \frac{d_r}{2}$

$t = t_e = \frac{2 H}{K} = \frac{d_r}{K}$

Discusión que plantea la teoría de CREVAT:

CREVAT indica que en la aplicación de su método es muy importante interpretar los resultados a los que conduce.

Admite la imprecisión de las bases de su teoría, como la discusión que admite el valor para  $v = n h \sqrt{I}$ , como asimismo los valores de  $n$ .

43

En trabajos recientes de Bozony, Sieszich y Karoly Budapest, 1959 se -  
señala que  $v$  es proporcional a  $\sqrt{h}$  no a  $h$ . De esta forma

$$v = n' \sqrt{I} \sqrt{h} \text{ y las dimensiones de } n' \text{ son } L^{1/2} T^{-1}$$

$n'$  en el sistema métrico variará

$n = 4$  a  $5$  para pradera segada

$n' = 2$  para pradera en brotación

$n' = 1$  para pradera nacida

$v = n' \sqrt{I} \sqrt{h}$  que si la pendiente de la lámina es pequeña en relación  
con la del terreno  $v = \alpha' \sqrt{h}$ .

Con este valor de  $v$  los cálculos de CREVAT dan

$$H = \left( \frac{n}{\alpha'} L \right)^{2/3}$$

$$v = \sqrt{K \alpha'^2 (L - 1)}$$

$$t = \frac{3}{2K} (H - h)$$

$$t_r = \frac{3}{2K} \times H$$

$$L = \frac{\alpha'}{K} \left( \frac{2}{3} d_r \right)^{3/2}$$

Valor de  $t = t_r$ :

La igualdad del tiempo de escurrimiento con el de infiltración, que es sencilla en su aplicación, en la práctica conduce a pérdidas de agua, produciendo una infiltración mayor en la cabeza de la faja que al final.

La razón de lo expuesto radica que al cerrar la compuerta parece que progresivamente el agua va avanzando y la infiltración cesa siguiendo el mismo ritmo.

## RIEGO SUBTERRANEO

En este sistema de riego el fundamento es humedecer el sub-suelo; por ello no presenta la ventaja de los riegos por escurrimiento e infiltración de favorecer la aireación del terreno, tan favorable al cultivo.

Este riego puede realizarse por zanjas profundas, donde el agua se mantiene a un nivel constante, o por drenes. Drenes que, como las zanjas, tienen el cometido de mantener una capa constantemente humedecida en el subsuelo.

Como ventaja que presenta el sistema, es el riego de terrenos de valle que han necesitado previamente su saneamiento por estar encharcados, aprovechando para este fin la red de saneamiento construida.

El sistema de utilizar las redes de saneamiento como de riego es utilizado en los polders holandeses, como asimismo en las zonas pantanosas de Vernier, utilizando compuertas NEYRPIE de nivel constante.

Asimismo en California, las zonas délticas de los ríos Sacramento y San Joaquín, utiliza sistema similar para los fines siguientes:

Proteger estas zonas de las escorrentías de las aguas superficiales y del desbordamiento de los ríos.

Utilizan las zanjas de saneo que cubren los fines anteriores, de 0,60 a 1,00 m. de profundidad con ancho de 0,35 y con separación de 50 a 100 m., para el riego del terreno, en los meses con ausencia de lluvias.

El método expuesto no es de aplicación en terrenos salinos o con aguas de esta condición, pues contribuye a hacer ascender la sal a la superficie.

Por último es ventaja de este sistema de riego, en terrenos turbosos, el mantener al terreno con humedad que evite un agrietamiento y contracción excesiva en los meses de fuertes calores.

### Inconvenientes que presenta el riego subterráneo:

El riego subterráneo es solo de aplicación en suelos permeables con pequeñas pendientes y no sujetos a un drenaje natural, es decir con una capa freática en el subsuelo.

En esencia, con este sistema de riego se tiende a mantener a una altura constante de la superficie la capa de agua en el subsuelo.

Vimos que la ley de Darcy dada

$$q = K \times S \times \frac{h}{l} = K \times S \times I$$

Siendo K velocidad de filtración por unidad de pendiente:

S = sección transversal perpendicular a la corriente

$$\frac{h}{l} = \text{Pendiente hidráulica o motriz.}$$

Nos dan las características siguientes de un terreno que ha de sanearse:

Cota óptima de la lámina de agua = 1,50 mts., por debajo de la superficie..

Pendiente de la lámina superior del agua 6‰, a partir del fondo de un emisario natural.

El perímetro afectado dista al menos 1.500 mts. de este emisario.

La profundidad media del sustrato impermeable es de 10 mts.

En las condiciones anteriores la superficie escurrimiento es por Km. de ancho

$$10 \times 1.000 = 10.000 \text{ m}^2.$$

El coeficiente de permeabilidad es  $1,10^{-3}$  cm/seg. =  $10^{-5}$  m/seg.

q según Darcy caudal de escurrido es  $K \times S \times i$

$$i = 0,006 \quad K = 10^{-5} \text{ m/seg.}$$

$$S = 10.000 \text{ m}^2$$

$$q = 10.000 \times 10^{-5} \times 0,006 = 0,6 \text{ l/seg. por Km. de ancho.}$$

## DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS PARA UN PROYECTO

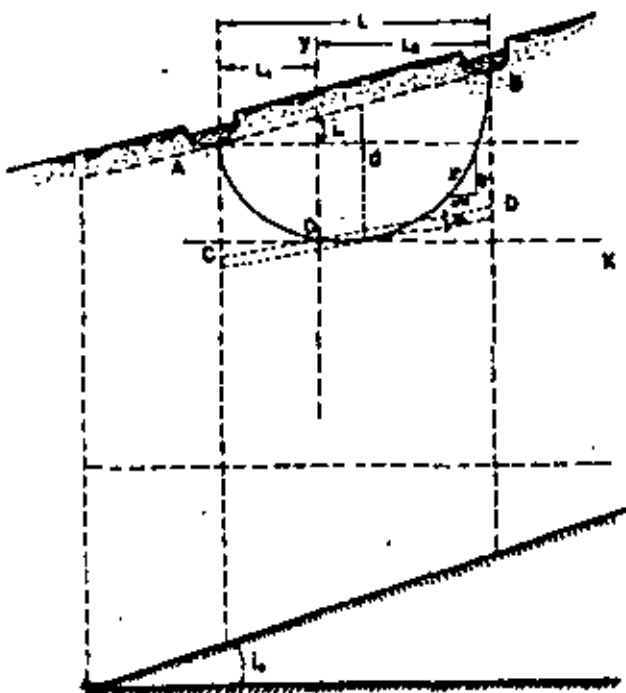
### DE RIEGO SUBTERRANEO

En un riego subterráneo, la separación de las fosas de alimentación, o de los tubos de suministro, debe ser tal que no haga pasar las variaciones de profundidad de la lámina de agua que crean por debajo de la superficie del suelo, — del límite que señala el mes punta de máxima transpiración.

La variación máxima que se admite en la profundidad de la lámina de agua es de 0,20 mts. en alfalfa y aún menos en cultivos hortícolas.

En un terreno llano y sin desplazamiento lateral de la lámina de agua, el volumen de agua que debe ser aportado por las fosas y tubos de alimentación debe ser el preciso para compensar las pérdidas por evapo-transpiración. Ahora bien, este supuesto es más teórico que real, ya que el desplazamiento lateral existe — provocado por el desplazamiento de la lámina de agua. Asimismo, cuando el terreno no es llano y posee pendiente, la fosa o tubo de alimentación colocado en cota superior sirve mayor superficie que el colocado en cota inferior.

Con las premisas anteriores la teoría para establecer la separación de las fosas o tubos de alimentación es como sigue:



Tenemos dos fosas o conductos de alimentación A y B separados horizontalmente  $L$  mts. El terreno tiene una pendiente  $i_0$ .

Por lo expuesto anteriormente, considerando  $l$  m. de ancho de fosa o tubo de alimentación, el A atiende el suministro de agua en longitud  $L_1$  y el B  $L_2$ .

BO es la curva de alimentación de B y AO de A, que se unen en el punto O, al más bajo de la mencionada línea de agua respecto a la superficie del terreno, o mejor dicho del fondo de los canales o tubos de alimentación.

Tenemos el punto O como origen de los ejes coordinados OX y OY. Suponiendo el terreno con pendiente uniforme las distancias de su superficie a A y B son iguales.

La línea CD que pasa por O es paralela a AB y se admite una variación de profundidad respecto a esta línea  $y_0$ , que muestra la figura. Se supone que la capa impermeable es paralela a la superficie del terreno, como asimismo que el espesor de la capa humedecida es muy grande, en relación con las variaciones de profundidad  $y_0$ . Por último  $d$  es la profundidad máxima de la línea de agua AOB respecto a AB.

La evapotranspiración es  $Q \text{ m}^3/\text{Ha. por día}$  que en  $\text{m}^3/\text{seg./Ha.}$  es  $q = 1,16 \times 10^{-9} Q$ .

Consideramos un punto de la línea de agua de abscisa  $x$ . La superficie que cubre por metro de ancho es  $x \text{ m}^2$ , el caudal que evapotranspira esta superficie es  $q \times x = q' \text{ (1)}$ .

Aplicamos la ley de Darcy al escurrimiento, que al tratarse de terreno saturado la pendiente hidráulica es  $I$ . En el punto de abscisas  $x$  la ordenada es  $h$ , luego caudal que se aporta es  $q'' = k \times h \times I \text{ (2)}$ .

$q' = q''$  por lo expuesto anteriormente  $q x = k \times h \times I$ .

$K$  es el perímetro de permeabilidad determinado para pendiente hidráulica  $I$ , en  $\text{m/seg.}$

$I = \frac{q x}{K \times h}$ ; considerando  $k \times h = A$ , caudal que en el terreno considerado pasa por un punto de cota  $h$  para la lámina de agua por encima de la capa impermeable en la unidad de tiempo, por metro de ancho.

$I = \frac{q x}{A} \text{ (3)}$  En el caso considerado  $\frac{ds}{dx} \approx \frac{dy}{dx} = I$

Luego  $\frac{dy}{dx} = \frac{q x}{A}$  que integrada da  $y = \frac{q x^2}{2A} + C^{te}$

Para  $x = 0$  y  $y = 0$   $C^{te} = 0$  luego  $y = \frac{q x^2}{2A} \text{ (4)}$  Ecuación de la lámina de agua.

La ecuación de la recta AB es por tanto,



$$y_{AB} = (d - y_0) + i_0 x \quad (5)$$

48

y de la recta CD

$$y_{CD} = i_0 x \quad (6)$$

Ahora bien la tangente a la curva AOB de la lámina de agua en el punto de mayor descenso respecto a CD,  $y_0$  es  $\frac{dy}{dx} = \frac{qx}{A}$  de (4) y  $\frac{dy}{dx} = i_0$  luego

$$i_0 = \frac{qx}{A} \text{ y } x = \frac{i_0 A}{q} \quad \text{Abcisa en este punto}$$

En el punto considerado  $y_0 = y_{CD} - y = i_0 x - \frac{qx^2}{2A}$ ; para  $x = \frac{i_0 A}{q}$

$y_0 = \frac{i_0^2 A}{q} - \frac{q i_0^2 A^2}{2 A q^2} = \frac{i_0^2 A}{2q}$  valor que sustituido en (5) da como ecuación para la recta  $y_{AB} = (d - \frac{i_0^2 A}{2q}) + i_0 x$

Ahora bien la separación óptima de las fosas o tubos de alimentación es aquella que da

$$y_{AB} = y$$

luego  $(d - \frac{i_0^2 A}{2q}) + i_0 x = \frac{qx^2}{2A}$

$$\frac{qx^2}{2A} - i_0 x - (d - \frac{i_0^2 A}{2q}) = 0$$

que resulta nos da

$$L_1 = \frac{i_0 + \sqrt{(i_0^2 + \frac{4q}{2A}) (d - \frac{i_0^2 A}{2q})}}{\frac{q}{A}} = \frac{i_0 A}{q} + \sqrt{i_0^2 + \frac{2qd}{A} - i_0^2}$$

$$= \frac{i_0 A}{q} + \sqrt{\frac{2Ad}{q}}$$

$$L_2 = -(\frac{i_0 A}{q} - \sqrt{\frac{2Ad}{q}})$$

luego

$$L = L_1 + L_2 = 2 \sqrt{\frac{2Ad}{g}}$$

La norma general es que circulen por las fosas o tubos de alimentación un caudal 20 veces mayor que el necesario.



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

RIEGO POR GOTEO, SU FUNDAMENTO, ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS  
QUE INTEGRAN EL SISTEMA, PROBLEMAS Y PERSPECTIVAS DE SU  
APLICACION

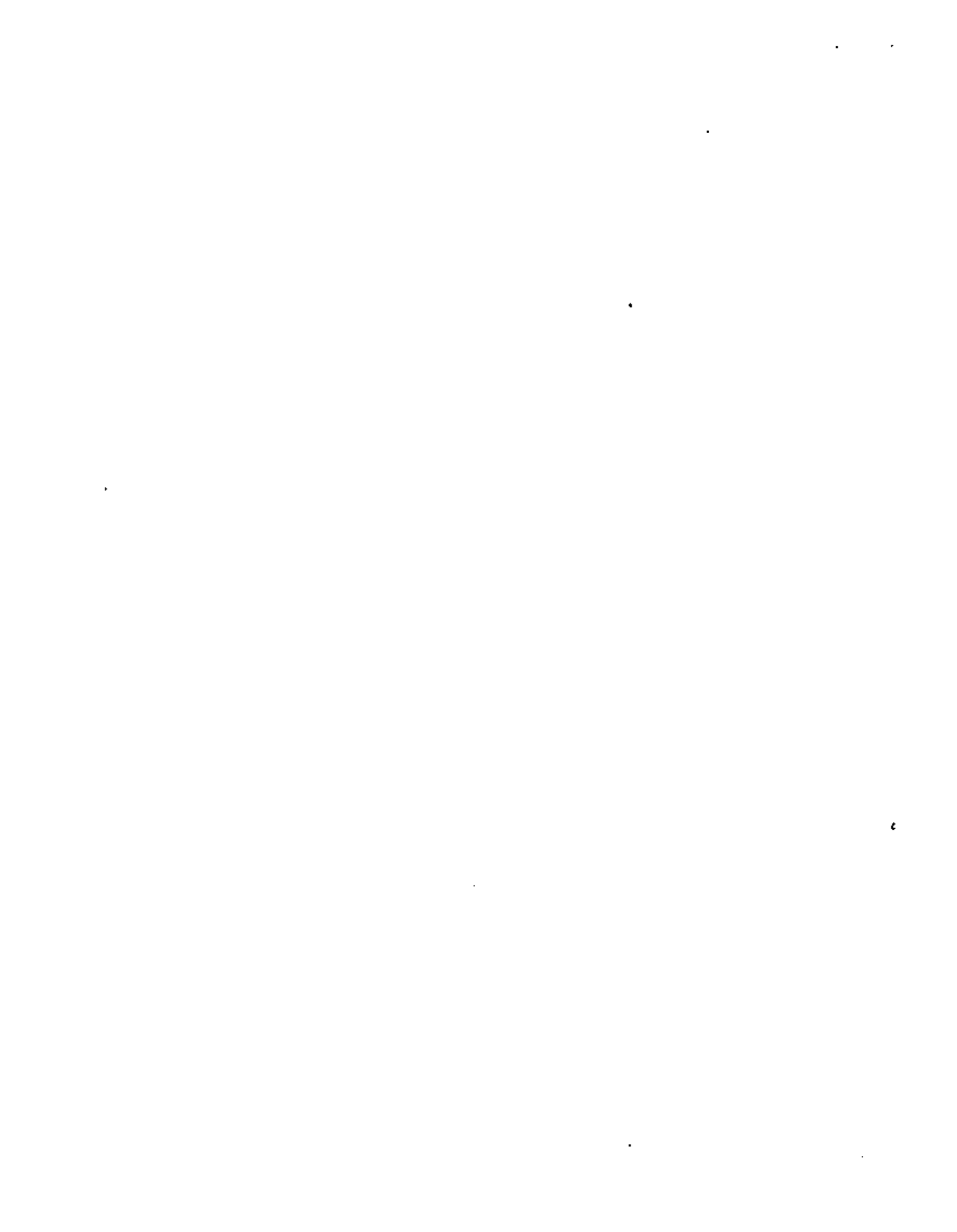
DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980



## INDICE DE MATERIAS

	<u>Página</u>
Introducción.	1
1.- Fundamentos del riego por goteo .....	2
2.- Controles que requiere una aplicación correcta del riego por goteo.....	5
3.- Esquemas de dispositivos y diseños del sistema .....	9
4.- Descripción base del dispositivo del sistema .....	14
5.- Normas generales del diseño .....	18
6.- Elementos que integran un riego por goteo .....	23
6.1.- Emisores o goteadores .....	23
6.2.- Mangueras poli-goteadoras .....	31
6.3.- Filtros .....	39
6.4.- Reguladores de presión y moduladores de caudal .....	44
6.5.- Medidores y aforadores .....	48
6.6.- Tanques de fertilización .....	50
7.- Ejemplo de diseño de un sistema de riego por goteo .....	51
8.- Reseña del II Congreso Internacional de Riego por Goteo, celebrado en San Diego (California) .....	60
9.- Temas de estudio que plantea el desarrollo y aplicación del riego por goteo en nuestra agricultura .....	63



RIEGO POR GOTEO, SU FUNDAMENTO, ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS QUE -  
INTEGRAN EL SISTEMA, PROBLEMAS Y PERSPECTIVAS DE SU APLICACION.

Introducción.- El riego por goteo, constituye un sistema nuevo de aplicar el agua al terreno, que cambia totalmente las prácticas que normalmente rigen la utilización o empleo de los restantes sistemas existentes a este fin. En este sistema, la preparación del agricultor para un empleo eficiente del mismo, exige que esté centrada en el conocimiento de los factores que rigen su diseño y de las características propias de los elementos que lo componen. Preparación en esta línea que es factor fundamental de su empleo con resultados positivos.

La idea base del riego por goteo radica en reponer con una frecuencia o intervalos muy pequeños, la cantidad de agua extraída del almacén o depósito existente en el terreno por los cultivos que éste soporta. Con ello, la diferencia frente a los restantes sistemas de riego parece muy pequeña, ahora bien esta frecuencia para un riego de goteo bien diseñado se centra en que sea diaria, pudiendo ampliarse a frecuencias o intervalos mayores, pero siempre de escaso o corto número de días, teniendo presente que el contenido útil de humedad que existe en el suelo, no descienda por debajo del 50 ó 60% de su capacidad total de retención. Esto conduce, como indicaremos más adelante, a volúmenes o dosis de riego por unidad de superficie muy pequeñas, imposible o de aplicación antieconómica por los restantes sistemas de riego.

### 1.- Fundamentos del riego por goteo.

La norma que rige para realizar el riego por los restantes sistemas, está presidida generalmente por la premisa que el almacén de agua útil que el terreno posee se haya agotado sin alcanzar el contenido de marchitez, o se encuentre próximo a este agotamiento. Es decir, que el terreno alcance el nivel o contenido de humedad que se conoce por punto de marchitez, al no poder extraer los cultivos agua del suelo por debajo de este nivel de humedad. Esta norma, hoy día, se ha comprobado que presenta - dos anomalías:

a) Que no todos los cultivos presentan la misma capacidad de succión o extracción máxima del agua existente en el terreno. Fuerza de succión o extracción de la humedad necesaria, que se incrementa y no linealmente en la mayoría de los casos, a medida que se alcanzan menores porcentajes de agua útil sobre su capacidad total, que en el suelo existan. Asimismo, que estos incrementos varían según suelos, acordes con su textura y estructura.

b) Que existe, según cultivos, una incidencia acusada de sus niveles de producción con el nivel mínimo de humedad útil que exista en el suelo cuando se realiza el riego. Con ello, la norma tradicional de realizar el riego cuando se alcanza el nivel mínimo de humedad o punto de marchitez, puede afectar, y de hecho afecta, en porcentaje apreciable, los niveles máximos de producción de los cultivos a los que se aplica.

Soslayar las anomalías anteriores, utilizando los sistemas tradicionales o existentes, distintos del riego por goteo, no solo a veces es difícil, sino en muchas ocasiones de impo-



sible realización, sin producir daños acusados cuando no totales en el terreno y cultivos implantados.

En las dos anomalías anteriores, para soslayarlas exige aplicar volúmenes o dosis de riego, que para los sistemas de escurrimiento o gravedad están muy por debajo del volumen mínimo de aplicación de agua por Ha. que éstos admiten con un rendimiento aceptable. Es decir, que aplicación de estos volúmenes de riego o reposiciones con pequeña frecuencia, produce elevadas pérdidas del agua aplicada y que los periodos de inundación total frecuentes a que se somete el terreno, retrasan el desarrollo vegetativo de los cultivos por periodos de falta de aire en el sistema radicular muy frecuentes. Periodos de inundación frecuentes, con incidencia desfavorable, por otra parte, en la producción del cultivo.

Para los sistemas de riego por aspersión, soslayar las anomalías apuntadas, conduce a instalaciones más costosas por una mayor densidad de equipo y mayor número de desplazamientos o cambios, incrementando los costes de mano de obra por esta operación.

El símil más correcto de lo que es el riego por goteo, en relación con la esencia o base de su empleo, se tiene con el croquis de la figura nº 1.

En ella tenemos una plantación de arbolado frutal servida por una instalación de riego por goteo, que muestra en A, - el emplazamiento de los goteadores o emisores del agua.

El cultivo, como es normal, tiene un consumo de agua diario, que se engloba en la palabra evapo-transpiración, que es

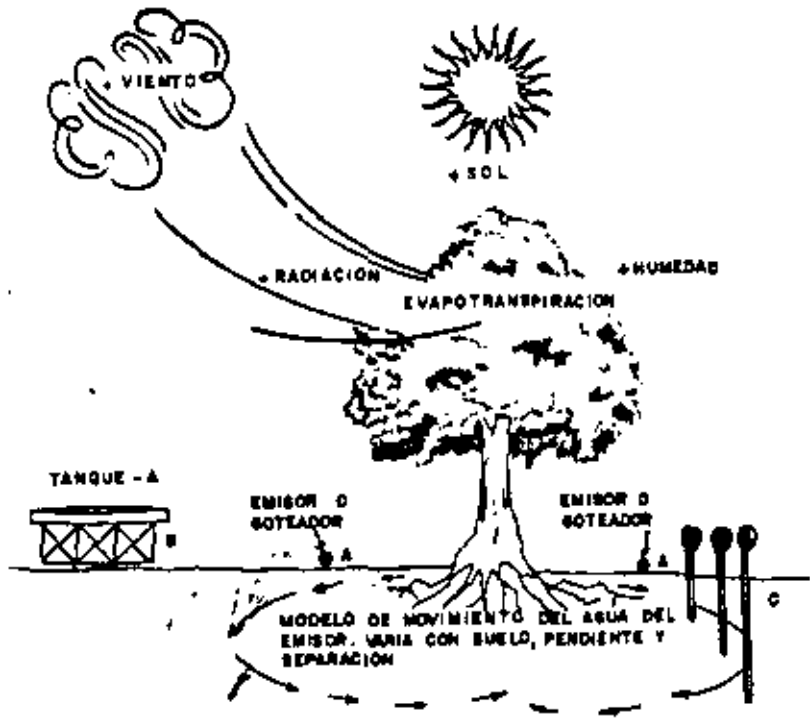


Fig. 1

tá regido por la humedad, viento, temperatura y radiación del medio ambiente, sin olvidar sus propias características vegetativas.

Este gasto o necesidad diaria, está suministrado por el almacén de agua útil existente en el terreno, que afecta al volumen de tierra sobre el que se extiende el sistema radicular del cultivo. Zona regada del croquis de la figura nº 1. Almacén ó capacidad total de retención de agua útil, que por lo expuesto anteriormente, se considera óptimo se agote solo en un 50 ó 60% máximo de su volumen total. La norma anterior, independiente de la que exigen determinados cultivos para lograr una producción máxima, centrada en que la reposición de su gasto o necesidad sea diaria, con un porcentaje de humedad en el terreno que nunca descienda del 50 al 60% de su capacidad máxima de retención, o incluso se eleve en porcentaje apreciable por encima de este nivel.

2.- Controles que requiere una aplicación correcta del riego por goteo.

Nos encontramos en ambos casos con las normas de acción propias del riego de goteo, que no precisan otros sistemas, en base de su diseño, que son las siguientes:

1º.- Un control diario del consumo o gasto en agua del cultivo.

2º.- Un control diario de las variaciones del nivel de humedad en el terreno o de su capacidad de almacenamiento.

Estos dos controles se realizan o pueden realizarse, entre muchas formas o dispositivos, como se muestra en el croquis de la figura nº 1.

1º.- Control diario del gasto. Se realiza utilizando un Tanque de evaporación Clase A, como muestra en B el croquis de la figura 1ª.

Los factores climáticos antes mencionados, afectan en forma similar que a la evapo-transpiración de la planta, a la evaporación del agua del tanque.

Se ha demostrado que existe una correlación de la evaporación diaria del agua del tanque, con las necesidades en agua o consumo diario en evapo-transpiración del cultivo. Es indudable que la aplicación de este sistema de control, exige la determinación del Factor F, de corrección, entre el agua evaporada en el tanque y el consumo real o evapotranspiración del cultivo. Factor que varía según cultivo y nivel mínimo de humedad existente en el terreno al realizar el riego.

Con ello, tenemos los datos siguientes:

a = Evaporación diaria en mm. del tanque.

$F$  = Factor de corrección para relacionar  $a$  con el consumo real en evapo-transpiración del cultivo.

$b$  = Consumo diario o evapo-transpiración en mm. del cultivo =  $a \times F$  mm.

Cada cultivo o planta, arbolado frutal, viñedo, cultivos hortícolas, tiene una densidad de plantación que se traduce en un área de acción alrededor de su eje de implantación de dos clases.

$A_1$  = Área total en  $m^2$  que cubre la parte aérea o follaje del cultivo.

$A_2$  = Área total en  $m^2$  que representa la separación o espaciado de plantación.

Normalmente  $A_2 > A_1$  y por tanto la relación  $\frac{A_1}{A_2} < 1$  representa en tanto por uno, la fracción del área total de plantación, que realmente cubre el cultivo.

Con ello, tenemos que el cultivo cubre con su espaciado un área total por planta de  $A_2 m^2$ , producto de separación en longitud y ancho. De esta superficie, como  $n = \frac{A_1}{A_2}$  es en tanto por uno la superficie real de acción, la que verdaderamente ocupa es  $n \times A_2 < A_2$ .

La explicación de lo anterior se tiene en el croquis de la figura nº 2.

Tenemos un cultivo implantado en  $C$  cuya parte foliar cubre el área de trazo continuo ABCD y con arreglo a su marco de plantación se cubre el rectángulo de trazo discontinuo A'B'C'D'.

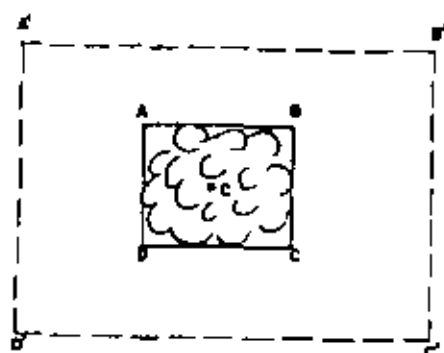


Fig.2

Pues bien, normalmente el área del rectángulo de trazo continuo que está circunscrito al área circular o elíptica del follaje, como muestra el croquis de la figura nº 2, corresponde al área o superficie de acción de sus raíces.

De la forma expuesta tenemos un área  $A_2$  m<sup>2</sup> que es la cubierta por el rectángulo de trazo, A'B'C'D', acorde con su marco de plantación  $A_1$  m<sup>2</sup>, la del rectángulo de trazo continuo circunscrito al desarrollo del espacio que cubre el follaje. Siendo, como hemos indicado anteriormente,  $A_1 < A_2$  y esto representa un tanto por uno de la superficie que cubre el marco de plantación de  $n = \frac{A_1}{A_2} < 1$ .

La premisa que rige el criterio anterior, como hemos indicado, es que normalmente el área que cubre la zona radicular es aproximadamente igual a la que cubre el rectángulo circunscrito al espacio que cubre su desarrollo foliar. Criterio independiente del que exijan algunos cultivos determinados, en especial hortícolas, con un mayor espacio radicular, frente al de follaje e incluso para cultivos frutales en espaldera. Asimismo, no olvidando el hecho indudable de la incidencia que en el marco de plantación tiene la atención cultural de muchos cultivos, como los mencionados anteriormente, en relación principalmente con tratamientos y recolección, tanto manual como mecanizada, exi-

giendo superficies de plantación muy superiores a las que alcanzan su desarrollo radicular, aumentando su separación en ancho y largo o al menos en ancho, en relación con la que hubiera sido normal para su espacio vital.

Con ello siempre tenemos un valor  $A_2$  en  $m^2$  que cubre el marco de plantación, superior al  $A_1$   $m^2$  que cubre el desarrollo radicular y un tanto por uno  $n$  de corrección  $\frac{A_1}{A_2}$  de la primera superficie, que debe ser atendida realmente por el riego.

Por tanto, nos encontramos que el consumo diario por planta son  $aF$  mm. con arreglo a la lectura del tanque. Estos mm. afectan a una superficie

$n \times A_2$  ( $m^2$ ) y  $\frac{aF}{1000} n \times A_2$  son  $m^3$  por planta, de consumo diario ó  $aF \times n \times A_2$  litros /diarios por planta.

2º) Control diario de las variaciones de humedad en el terreno. Este control se realiza con medidores de humedad, tensiómetros o medidores eléctricos Bouyoucos, instalados o colocados en puntos estratégicos y representativos en una parte de la zona de actividad o desarrollo del sistema radicular de la planta.

La colocación de estos dispositivos de medida, se muestra en el croquis de la Figura nº 1 con la letra C. Esta colocación normalmente es a una distancia de 0,46 a 0,50 mts. del goteador o emisor, instalado en B del croquis y a diferentes profundidades para poder representar la mayor zona de raíz. Por tanto, las profundidades dependen del tipo de cultivo, estado de desarrollo y textura de suelo.

Acorde con la superficie del área total ocupada por el cultivo, está el número de estaciones de medición de humedad en el suelo a instalar, unido al tipo de suelo, estado de desarrollo del cultivo, etc., que dan un reflejo medio total de la misma.

La lectura y control de estas mediciones de humedad indicará si es adecuado el humedecimiento del terreno, acorde con el caudal de suministro de los goteadores y el horario de funcionamiento, así como para comprobar si el factor  $n$  de corrección de superficie de plantación  $A_2$ , a superficie efectiva de acción  $A_1$  de la zona radicular es el efectivo.

Asimismo, para constrolar si los niveles óptimos de humedad señalados para aplicar el riego, se mantienen o varían con arreglo al caudal de suministro de los goteadores.

En riego por goteo los datos base para su diseño son: -- caudal a suministrar y frecuencia o intervalo de su aplicación, -- considerados en el mes de mayor demanda. Ahora bien, estos datos no son base estable para la aplicación del riego, sino que precisan una comprobación diaria de su variación, acorde con las características climáticas del medio ambiente, adaptando a estas circunstancias la realización del riego.

Con esta introducción sobre el carácter peculiar del riego por goteo, pasamos al estudio base de su diseño y análisis del mismo en relación con su aplicación.

### 3.- Esquemas de dispositivos y diseños del sistema.

El sistema de goteo en su concepción básica, consiste en el esquema siguiente:

Desde un punto de suministro A del croquis de la Figura

nº 3, toma en canal, conducción forzada, manantial, cauce público o pozo, acorde con la magnitud y característica de diseño de riego para la superficie que se atenderá con el sistema, se impulsa o bombea el agua a un ramal abastecedor BC, de donde se derivan unos ramales BD y CE, que cubren una longitud  $l$ , separados distancias  $l'$ , según marco de plantación -- del cultivo. Son estos ramales los encargados de suministrar el agua para riego a lo largo de su recorrido  $l$ , por intermedio de dispositivos, de emisión o evacuación, instalados a intervalos regulares -- y con separaciones variables o discontinuas, acorde con sus características propias de funcionamiento, en relación con la superficie de acción de la zona radicular del cultivo.

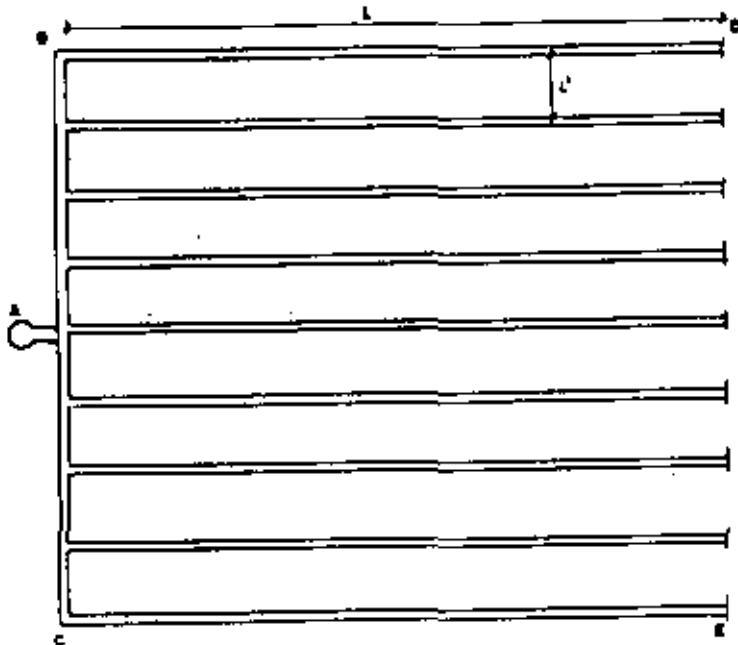


Fig.3

sa o bombea el agua a un ramal abastecedor BC, de donde se derivan unos ramales BD y CE, que cubren una longitud  $l$ , separados distancias  $l'$ , según marco de plantación -- del cultivo. Son estos ramales los encargados de suministrar el agua para riego a lo largo de su recorrido  $l$ , por intermedio de dispositivos,

de emisión o evacuación, instalados a intervalos regulares -- y con separaciones variables o discontinuas, acorde con sus características propias de funcionamiento, en relación con la superficie de acción de la zona radicular del cultivo.

Estos dispositivos de emisión se describirán más adelante en sus diversas modalidades.

La concepción del sistema, es en su esencia general, similar a los restantes de gravedad o aspersión.

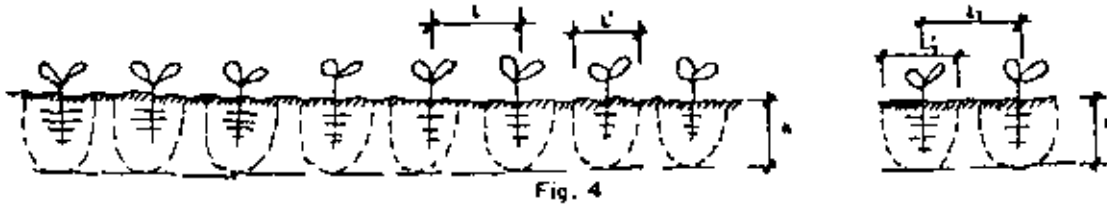
Desde un punto en cabeza, de una superficie de riego, -- donde se realiza la entrega de agua, se conduce ésta a lo largo -- de una longitud  $l$  determinada, humedeciendo el terreno en su avance y proporcionando a éste el agua que precisa almacenar para suministrarla a los cultivos implantados.



La única diferencia radica en que, si bien en los sistemas de gravedad y aspersión, se tiende a humedecer el terreno uniformemente a todo lo largo de su longitud, en riego por goteo este humedecimiento se centra en el volumen de tierra a que afecta el desarrollo radicular del cultivo.

Aclaremos lo anterior con los ejemplos siguientes: --

1º) Tenemos en la Figura nº 4 un cultivo con



marco de plantación  $l$  mts. de largo y  $l_1$  mts. de ancho. Se señalan estas dimensiones en sección transversal y longitudinal, así mismo con trazo discontinuo el volumen de terreno a que afecta su desarrollo radicular, que normalmente corresponde a un largo  $l'$  mts. y ancho  $l'_1$  mts. menores que los de plantación  $l' < l$  y  $l'_1 < l_1$ . Pues bien, como la profundidad de zona radicular es  $h$  constante, con los sistemas de gravedad y aspersión, se tiende a humedecer de forma continua toda la línea de plantación, en su largo total  $L$ , igual a separación  $l$  mts. de plantas por su número y en ancho  $l_1$  mts., así como profundidad  $h$  mts.

En riego por goteo, por el contrario, se tiende a humedecer el volumen  $l' \times l'_1 \times h$  por planta, a que afecta el desarrollo radicular exclusivamente, que corresponde en las dos secciones de la Figura nº 4, al espacio que comprenden las zonas de limitadas con trazo discontinuo a que afectan las raíces.

Con la disposición expuesta, nos encontramos que las líneas  $BD \dots CE$ , de conducción de la Figura nº 3, son los ele-

mentos base del riego por goteo. Elementos similares a la denominada faja o surco de riego en los sistemas de gravedad y línea de aspersores en riego por aspersión, pero que en riego por goteo se aplica el agua, de forma que no cubre esta aplicación toda la superficie a que atiende en largo y ancho, sino solo aquella a que el sistema radicular de los cultivos implantados alcanza con su acción.

La concepción anterior, conduce a que el suministro del agua a lo largo de la línea no sea continuo en su longitud, ni en ocasiones a intervalos o distancias constantes en ella, sino acorde con el marco de plantación de los cultivos que atiende, pero -- centrado en humedecer en lo posible, exclusivamente el volumen de tierra en que tiene acción su sistema radicular. Con ello, aplicaciones de caudales de pequeño volumen por emisor o goteador, para compensar la velocidad de penetración del agua en el terreno por efecto de la gravedad y su avance transversal en el mismo, con predominio de la conductividad capilar, son base del diseño de estos emisores o goteadores. Asimismo, que teniendo cada emisor o goteador, con arreglo a la premisa anterior una superficie de acción máxima alrededor de su emplazamiento, su número por planta será el cociente de la superficie que cubre la zona radicular del cultivo por la que cubre con su humedecimiento el emisor o goteador.

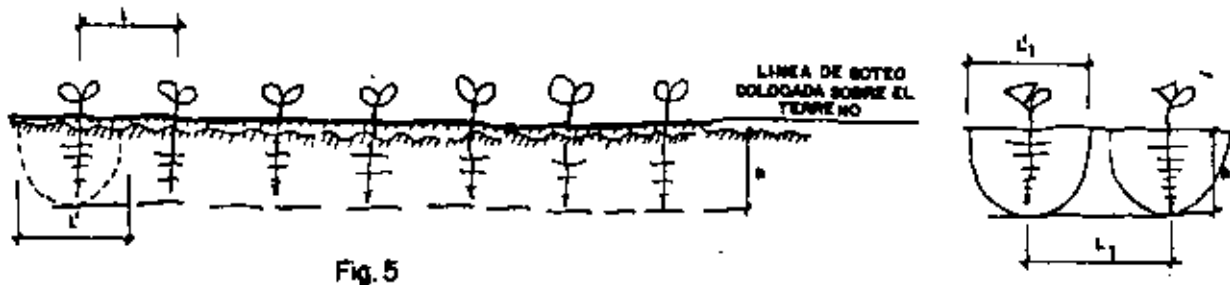
Condición de los emisores o goteadores con arreglo a lo expuesto anteriormente es, que las tuberías o ramales que los sustentan sean de materiales flexibles y de fácil desplazamiento para adaptarse a los marcos de plantación de los diversos cultivos y su superficie de acción a que alcanza su zona radicular, como también -

que en ellas pueda mantenerse constante su caudal de suministro a lo largo de la línea de goteo o bien con variaciones de pequeño porcentaje entre los dos goteadores extremos de la misma.

Por el contrario, si las líneas o alas de goteo son fijas o enterradas, la movilidad de emplazamiento del goteador o emisor que exige en posición y número cubrir la superficie de acción de la zona radicular del cultivo, conduce a convertir al goteador en un emisor de mayor caudal, pero provisto de varias salidas de suministro con dispositivos que permitan atender las superficies que se precisan alejadas de su emplazamiento, para cubrir la superficie de acción de su zona radicular, con uniformidad en su humedecimiento.

En ciertos cultivos, la densidad o espaciamiento de -- plantación en longitud y ancho, conduce a un número de emisores o goteadores elevado, unido a pequeños caudales de suministro. -- Esto representa que no exista disponibilidad constructiva en el mercado de emisores o goteadores con las características indicadas. Asimismo que en ocasiones, aún existiendo esta disponibilidad, se precise un número tan elevado de ellos en la línea que -- haga antieconómico su empleo. Por ello, para estos riegos ha surgido el empleo de tuberías de doble pared con suministro casi con -- tínuo en su longitud a través de pequeños orificios o dispositivos de micro-tubos que describiremos más adelante. Esta modalidad de empleo para cultivos con pequeños intervalos o separación longitudinal en la línea, realiza el humedecimiento total de la lí-- -- nea de plantación en toda su longitud, pero no en anchura como -- muestra el croquis de la Figura nº 5, con normativa similar de la

Figura nº 4. Es decir, en longitud humedece uniformemente toda la profundidad  $h$ , superior a la ocupada por la acción de las raíces y en anchura como en el caso de la Figura nº 4  $l'_1 < l_1$ .



De esta forma, para una línea de longitud  $L$  mts., con ancho de plantación  $l_1$  mts., la superficie que ocupa la línea de cultivo es  $L \times l_1$  mts. y la que se humedece  $L \times l'_1$  mts. menor -- que la anterior.

#### 4.- Descripción base del dispositivo del sistema.

Vemos por la exposición anterior, que la descripción base del dispositivo de un sistema de riego por goteo es la siguiente:

a) Del punto de captación o suministro del agua necesaria, se deriva una tubería que podemos denominar madre o abastecedora del sistema de goteo. De esta tubería o conducción derivan las que podemos denominar alas de suministro o líneas de riego -- propias del sistema, donde van instalados los emisores o goteadores encargados del suministro del agua.

La tubería madre o abastecedora de la unidad puede derivar de un punto único de suministro o abastecimiento del agua. Figura nº 6. Punto de suministro que puede ser pozo, manantial, toma en canal o acequia y toma en tubería de conducción forzada. Esta conducción madre es la  $AB$  de la figura nº 6, con ramales de goteo derivados de ella  $BC \dots AD$ . Asimismo, el ramal de conduc-

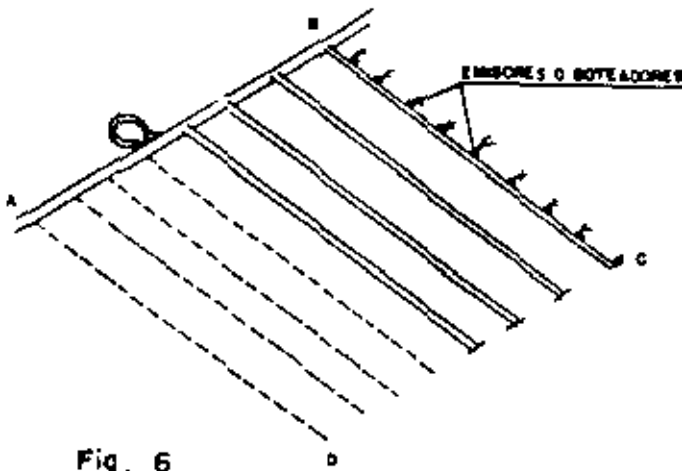


Fig. 6

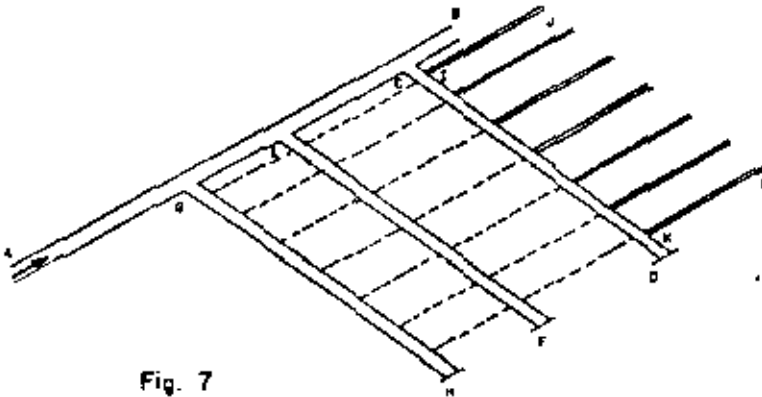


Fig. 7

ducción o tubería abastecedora, puede derivar de una conducción de suministro principal, AB de la figura nº 7, siendo CD, EF, y GH los denominados ramales madre o abastecedores, de los que derivan los de goteo IJ ....KL.

En ambos casos la esencia del sistema de riego de goteo, en relación con el diseño del suministro del agua, es un ramal madre o abastecedor del que derivan los de goteo encargados de proporcionar el agua al terreno. La dife-

rencia está o radica en el fraccionamiento de unidades como las -- descritas, en que es preciso fraccionar un riego de goteo, en base de la magnitud de la superficie que atiende y por tanto del caudal a suministrar para mantener las condiciones de trabajo siguientes:

1ª.- Que en los ramales de riego o goteo, no exista entre sus extremos una diferencia de caudal que difiera en  $\pm 10\%$  del caudal de suministro nominal del goteador o longitud de tramo de riego en suministro continuo.

2ª.- Que entre los dos ramales extremos de riego o goteo, que derivan de una conducción madre o abastecedora, no exista en cabeza del mismo diferencia de presión que exceda en  $\pm 10\%$  la nominal de trabajo necesaria en cabeza de ramal.

Esta normativa variable con los dispositivos de regulación de presión o caudal que pueden instalarse, que permiten variar los márgenes anteriores sin incidir en las condiciones nominales de trabajo en relación con presión y caudal que deben mantenerse con arreglo al goteador o emisor elegido.

b) Es por lo expuesto base del sistema de goteo las líneas o alas de riego, donde van instalados los emisores, goteadores o dispositivos de suministro del agua, líneas AB ..... CD de la figura nº 6 y líneas IJ ..... KL de la figura nº 7.

Cada una de estas líneas está caracterizada por un caudal total de suministro en cabeza, que debe ser distribuido uniformemente a lo largo de la línea, en la forma siguiente:

1º.- Suministro para marco de plantación con separación en longitud muy pequeña, que exige una aportación de agua prácticamente continua a lo largo de la línea por la pequeña separación entre salidas y caudal de suministro unitario por ellas. Caso de empleo de tubos o líneas de riego, de material ligero con gran flexibilidad y doble pared.

El caudal base del ramal se establece por unidad de longitud, según diámetros y este caudal debe ser uniforme a lo largo de toda la longitud o línea de riego. El caudal total de esta línea es el producto de su suministro en unidad de longitud por la total de ésta.

El croquis de la figura nº 8 refleja esta modalidad.

El riego o suministro de agua al terreno con esta modalidad, es prácticamente uniforme en profundidad  $h$ , a lo largo de toda la línea o ala de riego, humedeciendo un ancho  $l_1$  mts., in-

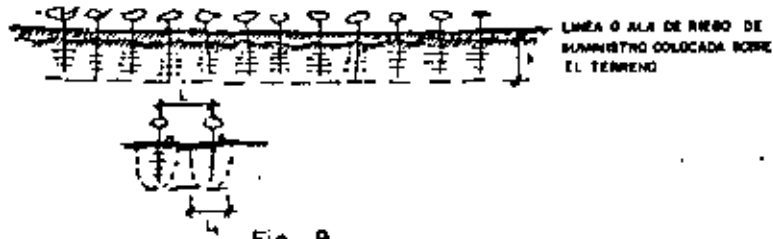


Fig. 8

ferior al ancho 1 mts. de planta-  
ción, como indicamos anterior-  
mente.

29.- Suministro a intervalos  
regulares que corresponden a --  
las superficies de acción de la  
zona radicular del cultivo, por  
emisores o goteadores, que sumi-  
nistran un caudal determinado --  
y tienen una zona de acción de  
humedecimiento. Por tanto, por planta pueden existir uno a va-  
rios emisores o goteadores, y llevar la línea o ala de riego tan-  
tos de estos conjuntos como plantas lleva la longitud de planta-  
ción que atiende la línea o ala de riego.

El caudal base del ramal se establece por emisor o go-  
teador, según sus características acordes con el cultivo y clase  
del terreno y este caudal no es continuo en su suministro a lo  
largo de la longitud o línea de riego, sino en los intervalos --  
donde va instalado el emisor o goteador, así como grupo de ellos,

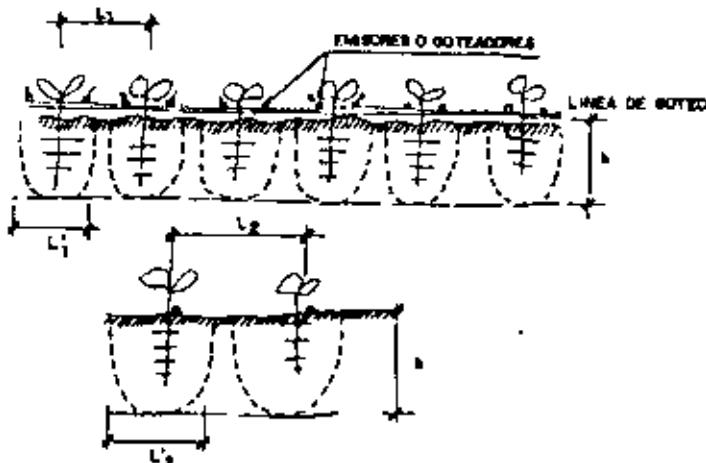


Fig. 9 El croquis de la figura n<sup>o</sup> 9 refleja la modalidad de  
esta disposición.

si éste es superior a uno por la  
superficie de la zona de acción  
radicular del cultivo. El caudal  
total de la línea es el producto  
del suministro de un emisor o --  
goteador por el número de ellos  
que precise la línea.

En longitud humedece  $l'_1 < l_1$  separación de plantas  
y en ancho  $l'_2 < l_2$  separación de plantas.

#### 5.- Normas generales de diseño.

Resumiendo lo expuesto en la introducción y epígrafe anterior, la base fundamental de diseño y cálculo de una instalación de riego por goteo, por lo que se refiere a sus características hidráulicas, radica en la elección del  $\varnothing$  de ramal de riego o línea de goteo a instalar, acorde con su longitud total y tipo, así como número de emisores o goteadores que tiene que atender con el suministro de agua.

Indicaremos en primer lugar, que el material de estas líneas de goteo o alas de riego, debe poseer gran flexibilidad, así como proporcionar una fácil manipulación en su tendido sobre el terreno a lo largo de la línea de cultivo o plantación que debe atender. Asimismo, debe ser resistente y de gran durabilidad frente a condiciones climatológicas y de trabajo adversas. Con ello, diámetros pequeños y materiales en base de polietileno son los que dominan en la fabricación de estas líneas o ramales.

No obstante las condiciones antes apuntadas para estas alas de riego o líneas de goteo, gran flexibilidad y fácil manipulación en su tendido sobre el terreno, para plantaciones frutales, el sistema de goteo se diseña en base de conducciones enterradas cambiando las condiciones mencionadas. Cuando esto ocurre, como no es viable en ocasiones derivar de este tipo de conducción el número de emisores o goteadores que se precisan para cubrir la superficie de acción de la zona radicular, en base de suministrar pequeños caudales unitarios, se deriva de la conducción



un emisor de mayor caudal como cabeza de suministro, del que parten pequeños micro-tubos que lo fraccionan, permitiendo colocar el agua alrededor de la planta de forma que se humedezca uniformemente esta zona de acción.

Con lo expuesto, la planificación y cálculo de estas líneas de goteo o alas de riego, es similar al que rige para cualquier sistema convencional de riego por aspersión. En esencia, el cálculo de la sección y pérdidas de carga en una conducción que lleva instalada a intervalos o separaciones determinadas y en ocasiones por su pequeña separación en disposición prácticamente continua, una serie de salidas o dispositivos de suministro del agua que transporta, es base del diseño. Esto unido a que debe mantenerse la aportación prácticamente constante a lo largo de la conducción por unidad emisora o dispositivo de suministro, y en el caso de que éste sea prácticamente continuo, por unidad de longitud.

El cálculo anterior en forma general está basado en las condiciones o premisas de funcionamiento siguientes:

a) Cada tipo de emisor o goteador, así como de suministro elegido, tiene o exige una presión óptima de trabajo en su entrada, expresada en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Esto unido a un margen de variación en  $\pm$  a % de la presión anterior, que nunca debe sobrepasarse entre las presiones nominales de trabajo que existan entre los dos emisores o goteadores extremos de la línea. El criterio que domina es que estas oscilaciones de presión no produzcan diferencias del caudal de suministro entre emisores o goteadores extremos de una línea, superiores a  $\pm$  10% del nominal.

b) La premisa o condición anterior, exige que si el emisor o goteador no posee dispositivo que anule o regule oscilacio-

nes de presión superiores al margen de variación admisible, el  $\phi$  de conducción elegido y longitud de línea a instalar no debe producir con arreglo al caudal a transportar, pérdida de presión entre sus extremos superior al margen de variación establecido  $\pm$  a % de la normal de trabajo.

c) En los dos casos indicados en apartado anterior, de que el emisor o goteador regule o no las variaciones de presión superiores a la admisible, siempre en cabeza de línea de goteo o ala de riego, debe existir una presión de trabajo máxima que no debe sobrepasarse, aunque puede oscilar en unos límites que previamente se establezcan. Esta condición indica que la conducción madre o abastecedora, de la que derivan estas líneas de goteo o ramales de riego, solo puede atender un número máximo de ellas, que dependerá por otra parte de que existan en los enlaces dispositivos de regulación de presión o caudal.

d) En el cálculo de toda línea de goteo o ala de riego, se parte de una serie de diámetros limitada y en general de pequeña magnitud, variable de que la línea sea de tendido superficial o enterrado. Estos diámetros para tendidos superficiales normalmente oscilan de  $\frac{1}{2}$  a 1".

Asimismo, con arreglo al tipo de emisor o goteador, así como dispositivo en forma continua de suministro, tenemos un caudal por unidad de suministro o unidad de longitud.

Estos datos se traducen en proporcionar según diámetro para diversos caudales, pérdidas de presión por unidad de longitud en la conducción de goteo, o en %, b% de pérdida.

Según el tipo de emisor o goteador, así como en el caso

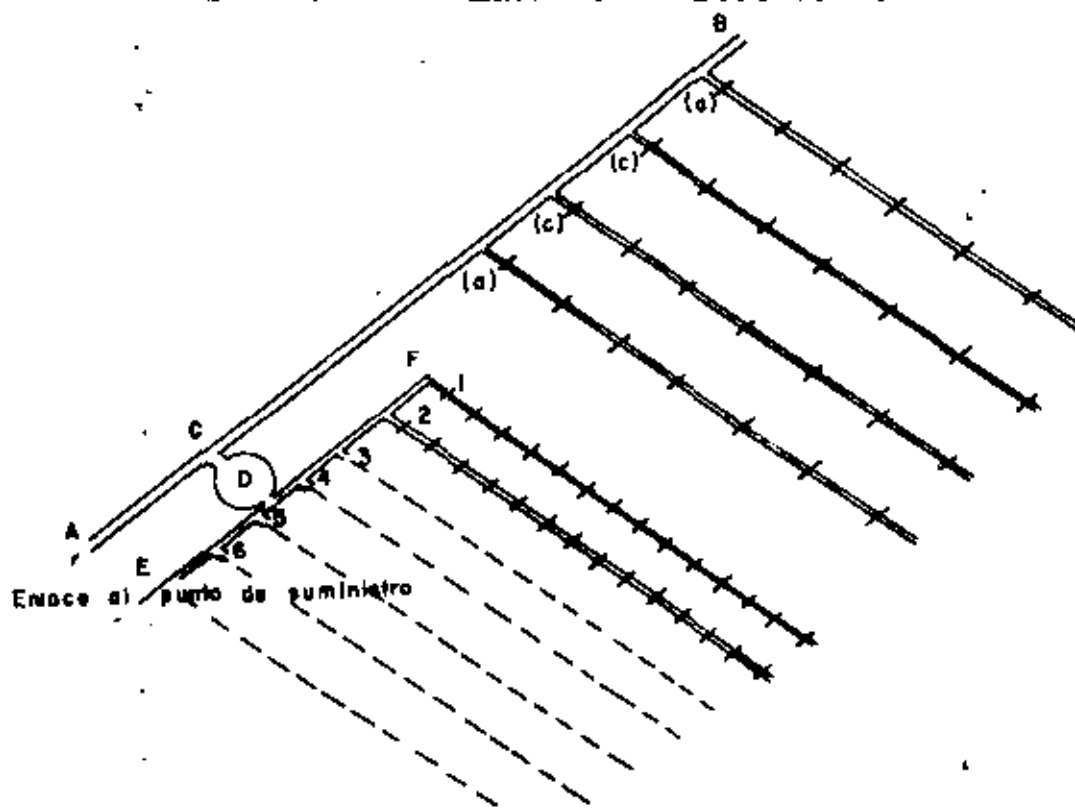
de suministro en forma prácticamente continua, tenemos una pérdida  $a\%$  admisible de la presión nominal de trabajo necesaria - - -  $\text{pkg/cm}^2$ ,  $\frac{a \times p}{100}$ .

Pues bien,  $\frac{a \times p}{100} = \frac{bL}{100} \times K$ , siendo K un factor de reducción de pérdida en conducción por salida múltiple.

Esta expresión nos proporciona la longitud máxima de línea de goteo o ala de riego.

Con la exposición hecha anteriormente en la información general sobre el riego de goteo, una instalación de este sistema de riego, en esencia consiste en lo siguiente:

Desde el punto de suministro, con carácter individual o colectivo, como se ha indicado en la descripción general, es decir que la unidad tenga un carácter aislado en el suministro del agua, con red de distribución variable en longitud y tendido, con la superficie de la unidad de explotación que debe servir o bien enlace a una red de distribución colectiva, deriva la conducción que hemos denominado madre o abastecedora.



Esta conducción se indica o designa como AB en la figura nº 10 que muestra un croquis general de una instalación de goteo.

De esta conducción madre o abastecedora pueden derivar tomas como las que muestra

con la letra C la figura, para enlazar a ella un ramal madre o -- abastecedor EF de orden inferior para servir a un número determinado 1-2-3-4 ... de líneas de goteo o ramales de riego, acorde con las normas generales para su diseño dadas anteriormente.

Asimismo, de esta conducción puede derivar si se mantienen las normas mencionadas y condiciones de simultaneidad en el -- funcionamiento, las líneas de goteo o alas de riego (a)-(b)-(c)- -- (d) ...

La diferencia de estas dos modalidades incide en la disposición o colocación de elementos complementarios, aunque básicos, del sistema como los siguientes:

1ª.- En ambos casos, la instalación en cabeza de suministro o de enlace del ramal AB madre o abastecedor, precisa una válvula de regulación, un dispositivo de control y dilución de tanque de fertilización, si se considera necesaria su instalación, filtro para el agua con o sin fertilizante que se suministre al sistema y otra válvula de regulación. Estos elementos independientes de aquellos otros, como regulador de presión o modulador de caudal, cuando no ambos, que las oscilaciones en las presiones y caudales necesarios superiores a los admisibles en el funcionamiento del sistema pueden exigir.

Estos elementos o dispositivos en pequeñas instalaciones de goteo con disposición similar a la mostrada en la figura para la unidad enlazada en C a la red, pueden ir instalados en D. .

2ª.- Según el tamaño y diseño de tendido de los ramales de riego o líneas de goteo, que muestra la figura nº 10, en los casos de puesta en riego y parada automatizada, los dispositivos necesarios a este fin pueden ir instalados en D, para las unidades simi

lares a la que deriva en C, o en cabeza de AB conducción madre o abastecedora.

#### 6.- Elementos que integran un riego por goteo.

Con ello, en base de lo expuesto y a la vista de una instalación de goteo con todos los dispositivos o elementos necesarios colocados en cabeza de suministro, como muestra la figura nº 40', y teniendo presente las normas expuestas que rigen el diseño de las líneas de goteo o ramales de riego, unido a la exigencia de reguladores de presión y moduladores de caudal, caso de sobrepasarlas en el funcionamiento del sistema, pasamos a la descripción de los elementos que integran en su totalidad o parcialmente un sistema de riego de goteo, por el orden siguiente:

Emisores o goteadores.

Mangueras Poli-goteadoras.

Filtros.

Dispositivos de regulación de presión y modulación de caudal.

Medidores y contadores de caudal.

Tanques de fertilización.

#### 6.1.- Emisores o goteadores.

Son múltiples los tipos de goteadores existentes en el mercado, así como la base de su funcionamiento en relación con el tipo de cultivo a que deben atender con el riego y las condiciones de suministro que imponen las texturales del terreno, así como su topografía. Tipos de emisores o goteadores que recientemente se han incrementado con las denominadas mangueras poli-goteadoras y mangueras de doble pared, que prácticamente proporcionan un suministro casi continuo a lo largo de ella. Es esta la razón de ha-

ber separado la descripción de los tipos generales de suministro anteriores, centrando la descripción de este epígrafe en los primeros.

Todos los emisores o goteadores centran su fabricación y diseño de funcionamiento en las premisas siguientes:

a) Que el material que entra en su construcción, sea resistente al empleo de aguas salinas, suelos alcalinos, calor y - - frío. Por tanto, la premisa base de su construcción es en base de materiales polímeros de plástico negro, o co-polímeros de propileno con moldeo de precisión, que al mismo tiempo evitarán el crecimiento de algas y proporcionaran un rendimiento elevado de utilización.

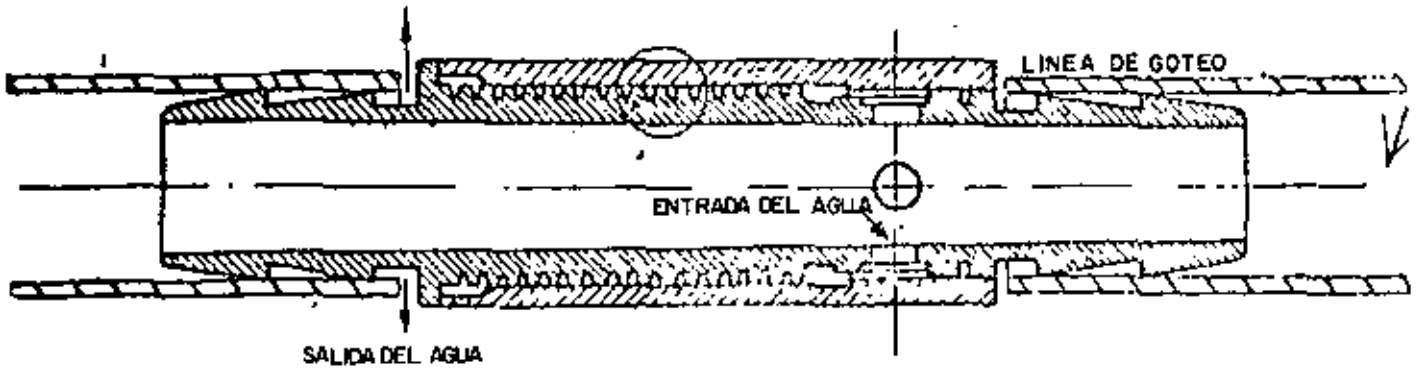
b) Que estos emisores o goteadores permitan, según tipo y tamaño, caudales de suministro que oscilen normalmente de 2 a 7 ls./hora, con presiones de trabajo alrededor de 1 kg/cm<sup>2</sup> en base del goteador.

c) Que dentro del margen de trabajo para el que están - diseñados, permitan oscilaciones en su caudal de suministro que - no superen en  $\pm 10\%$  de su valor nominal.

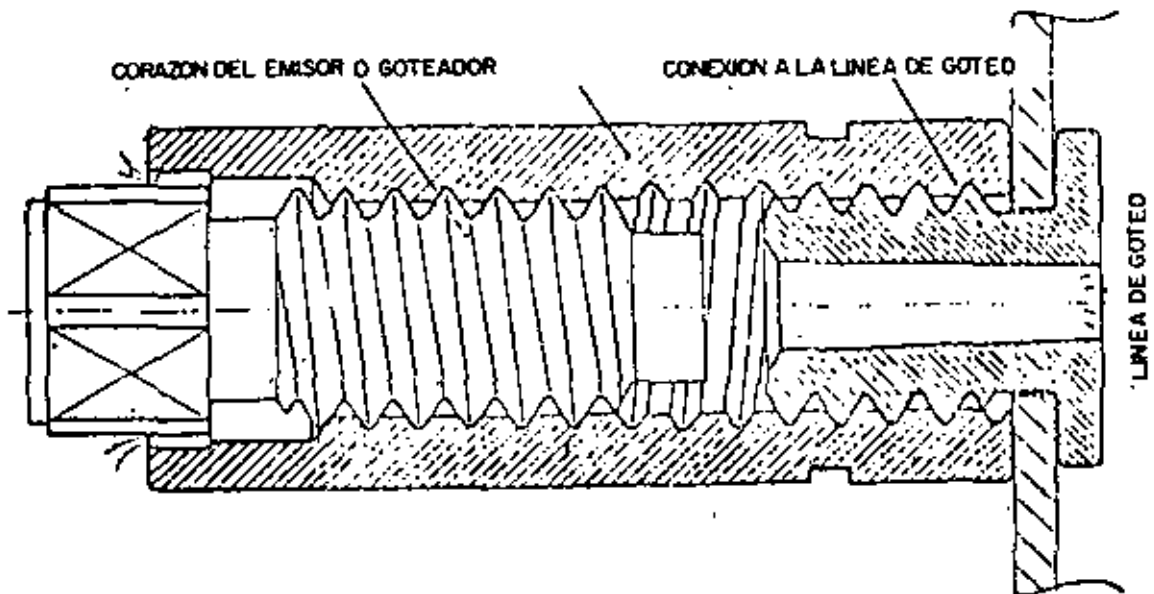
d) Que permitan una fácil adaptación a las tuberías o - conducciones que las sustentan, como asimismo su fácil reposición y adaptación a las condiciones que impone el punto donde deben -- efectuar la aportación del agua para uniformar el humedecimiento de la zona de acción de la superficie radicular del cultivo.

e) Que en lo posible, presenten mínima incidencia a su obturación por impurezas o residuos que puede transportar el agua, así como facilidad para su limpieza y eliminación.

TIPO A



TIPO B



TIPO C

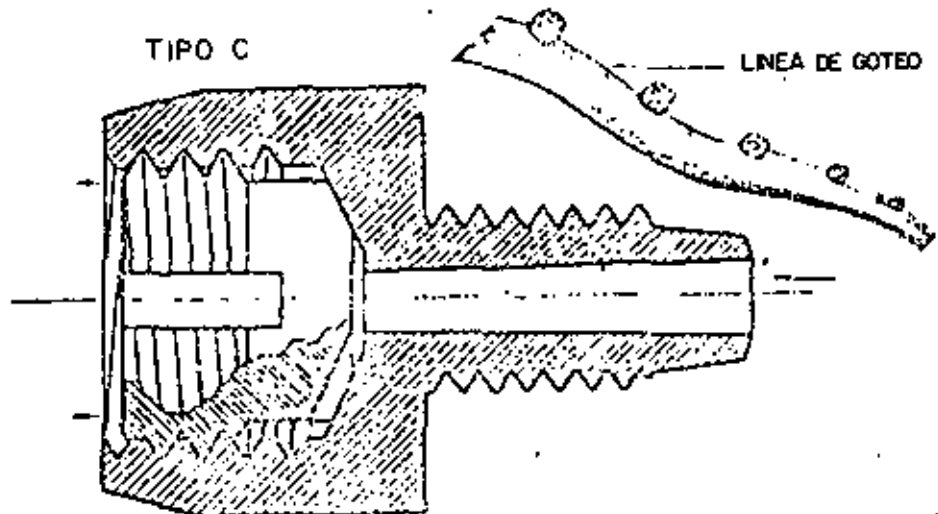


Figura 11

f) Que puedan compensar problemas de diferencias de presión en la red, por la longitud de tendido de la línea de goteadores excesiva o irregularidades topográficas del terreno, sin afectar al caudal nominal de suministro.

En base de las premisas anteriores, pasemos a describir los tipos de goteadores que existen actualmente. Comenzaremos con los que muestra la figura nº 11.

El A es un tipo de goteador de Israel, construido en plástico de forma alargada y 5 cm. de longitud para colocar intercalado en la misma línea de goteo. El agua de la conducción pasa a través de una pequeña ranura a su interior y recorre un conducto en espiral. La ranura y el recorrido en espiral rompen la presión del agua en la entrada de la ranura y proporciona un caudal próximo a 2 ls./hora.

El tipo de goteador anterior se construye en base de un funcionamiento similar, pero de forma que su instalación en la conducción de goteo, evite cortar ésta para su instalación y solo realizar un pequeño orificio, donde se introduce un pequeño pitón para la entrada del agua de la conducción al goteador.

El B de la figura es un goteador que está compuesto de tres partes, la central es un cilindro de 2-3 cm. de largo, que en su parte superior lleva atornillado dentro de él un pequeño corazón. Entre el espacio de estas dos partes existe una espiral formando parte del cilindro. Este goteador presenta un recorrido en espiral más reducido y con ello los caudales de suministro son más elevados de 7 a 10 ls./hora.

El C de la figura es un goteador que está compuesto de -



dos partes, la central que es un cilindro de 1,5 cm., desprovisto de espiral como la que tiene el tipo anterior, que lleva atornillado un pequeño corazón para regular la dirección del caudal de suministro, como en el caso anterior. Con ello, prácticamente el corazón está enlazado directamente a la línea o conducción de goteo, lo que no ocurre en el tipo B.

Estos tipos de emisores o goteadores, han sido base de todos los modelos que con características similares se encuentran en el mercado, pero perfeccionados o mejorados en las líneas siguientes:

- a) Que la acción o incidencia de impurezas o residuos que el agua pueda llevar en su funcionamiento sea mínima.
- b) Que la limpieza o eliminación de las impurezas sea fácil, sin paralizar o dificultar el funcionamiento de la instalación.
- c) Que su colocación o instalación en los ramales de goteo, no presente dificultades y permita una fácil adaptación a las condiciones que en relación con su punto de vertido, marca un humedecimiento uniforme de la superficie de acción radicular del cultivo.
- d) Que tengan una constancia en el caudal de suministro, por oscilaciones anormales de presión o permitan variar sus caudales de suministro, unido a la condición anterior, sin incidencia en él de las irregularidades topográficas a lo largo de la línea de goteo.

En base de estas líneas de mejora y perfeccionamiento, la figura 12 muestra un emisor o goteador, provisto de espiral y similar al modelo B de la figura anterior, pero que presenta las

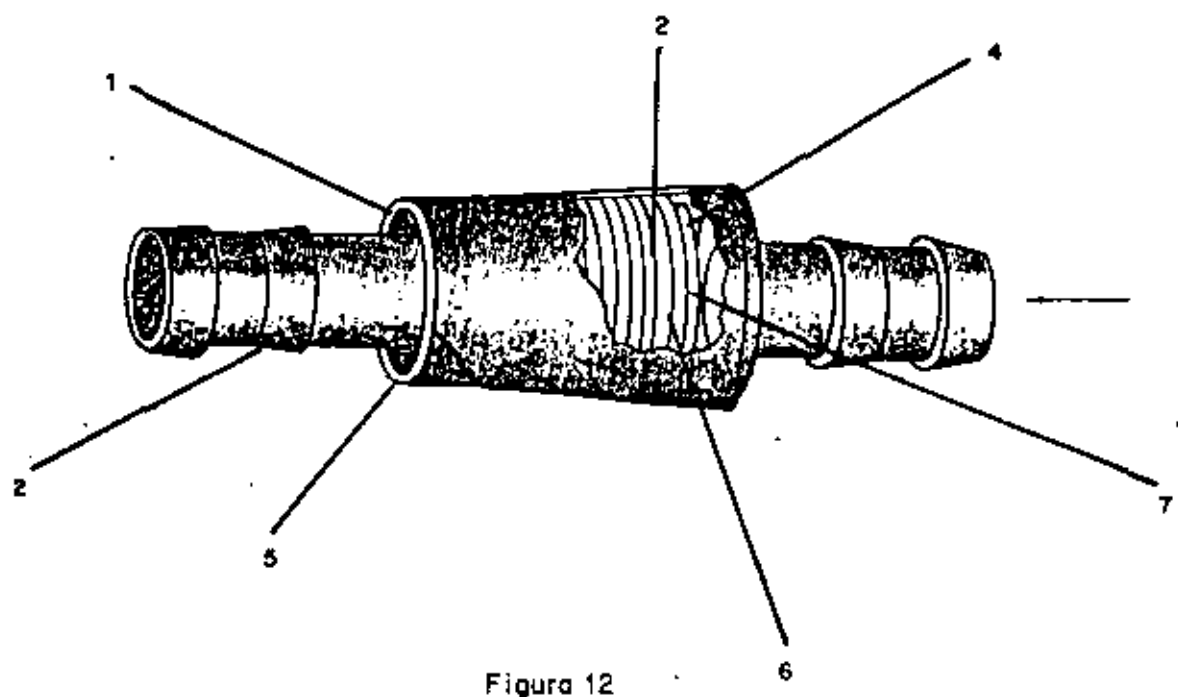


Figura 12

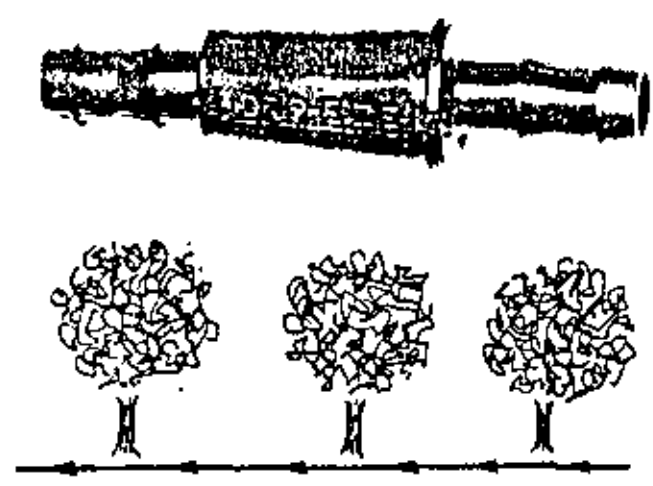


Figura 13

innovaciones siguientes:

Las dos partes que componen el emisor o goteador 1 y 2, tienen un desplazamiento longitudinal que, por un lado permite una limpieza fácil de elementos extraños o impurezas que se puedan depositar en la conducción en espiral 3, por un mayor paso de caudal, y poder aumentar en ocasiones determinadas un mayor suministro de agua.

La espiral permite por su longitud y forma, atenuar o -- compensar una mayor amplitud de oscilaciones de presión superior a la nominal y ampliar los caudales de suministro. En 4 está la entrada del agua al conducto en espiral 3 y en 5 la salida. La movilidad en 6 de la espiral 3 y su construcción 7 a la entrada, permite eliminar impurezas y mantener un caudal constante en un margen de variación sobre la nominal de trabajo.

La figura nº 13 muestra este emisor o goteador y un croquis de su instalación en una línea de goteo a lo largo de plantación frutal.

Para atenuar las dificultades que presenta en ocasiones, - adaptar el vertido del emisor o goteador a las condiciones que impone la superficie de acción de la zona radicular en relación con la que cubre en su posición el emisor o goteador, han surgido aditamentos complementarios y variaciones constructivas en relación con su forma exterior, pero no en la base de su funcionamiento. De esta forma las figuras nº 14, 15 y 16 muestran al emisor o goteador descrito, para poder ser instalado lateralmente en la línea de goteo, sin seccionar ésta. Basta un pequeño orificio en la línea de goteo donde se introduce el pezón 1 de las figuras indicadas y el soporte

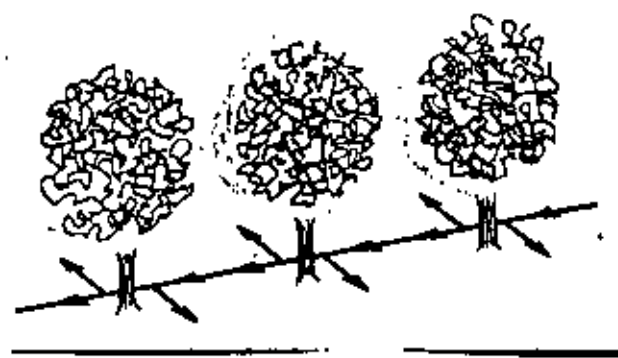
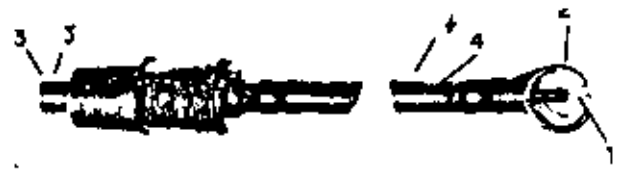


Figura 15

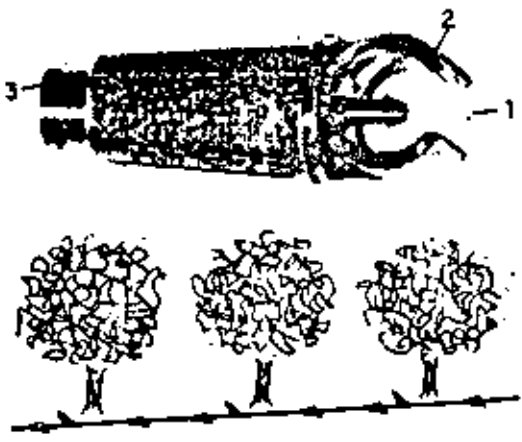


Figura 14



Figura 16

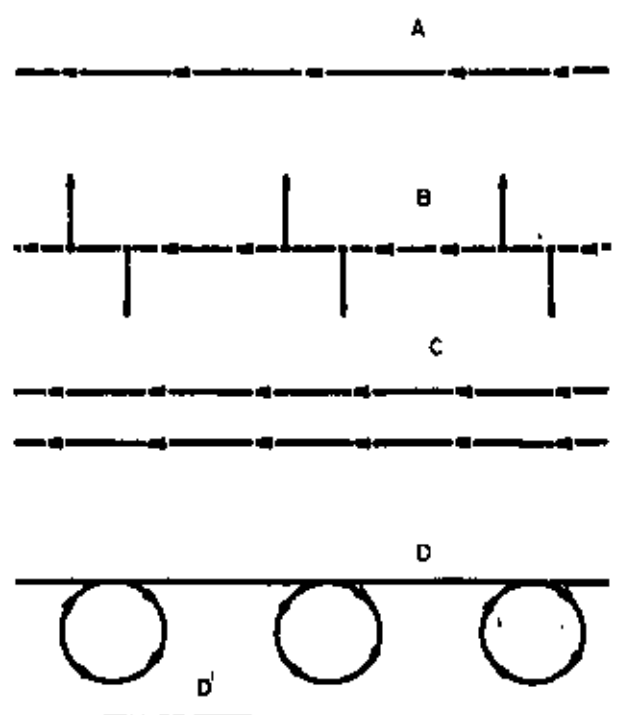


Figura 17

2 para sujetar a la conducción.

Las dos primeras figuras 14 y 15 muestran el emisor o goteador adaptado lateralmente a la línea de goteo tendida superficialmente, a lo largo de una plantación frutal. En la 15 el alejamiento de la cabeza del goteador 3 de las figuras, respecto a la línea de goteo, es mayor en la figura 14, por el aditamento 4.

En la figura 16 este modelo de emisor o goteador está dispuesto para adaptarlo a una línea de goteo subterránea 4.

Este goteador no difiere en sus características de diseño y funcionamiento del anterior. La única diferencia es que al no estar instalado como el de la figura 13, intercalado en la línea de conducción, su cabeza 3 de las figuras 14, 15 y 16 es cerrada y no abierta como en la figura 13 para dar paso al agua, parte 2, pero desplazándose como en ésta para eliminar impurezas y aumentar aportaciones de caudal en momentos determinados.

Las diversas modalidades de tendido que pueden presentarse en líneas de goteo con este tipo de emisores o goteadores, se muestran en la figura 17, con las modalidades A, B, C y D. La D -- presenta una complementaria para emplear cuando se inicia la plantación frutal con menor desarrollo radicular D', que una vez desarrollado el árbol queda como en D.

Modalidad que presentan los emisores o goteadores, es que en ocasiones, oscilaciones de presión en margen o porcentaje superior al admisible de  $\pm 10\%$  sobre el nominal de trabajo, que inciden en la constancia del caudal que deben proporcionar, se producen en la red por defectos en su funcionamiento, aperturas y cierres de derivaciones no controladas, o bien por irregula --

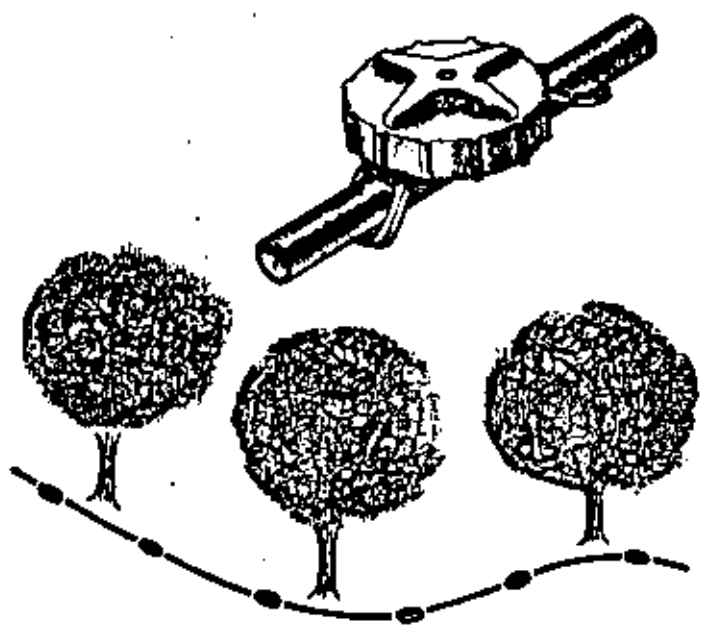


Figure 18

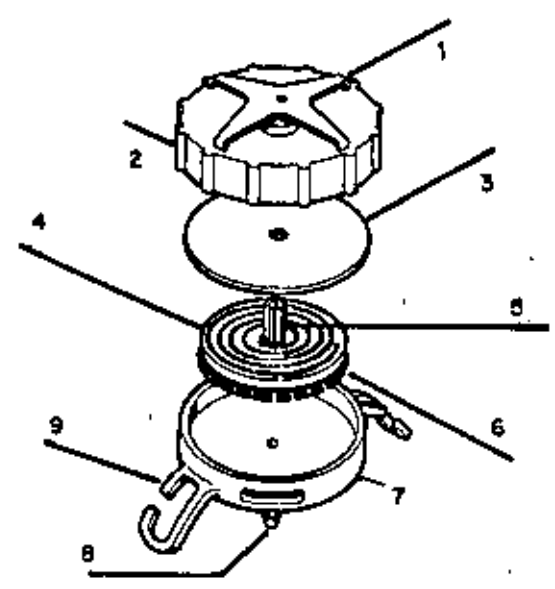


Figure 19

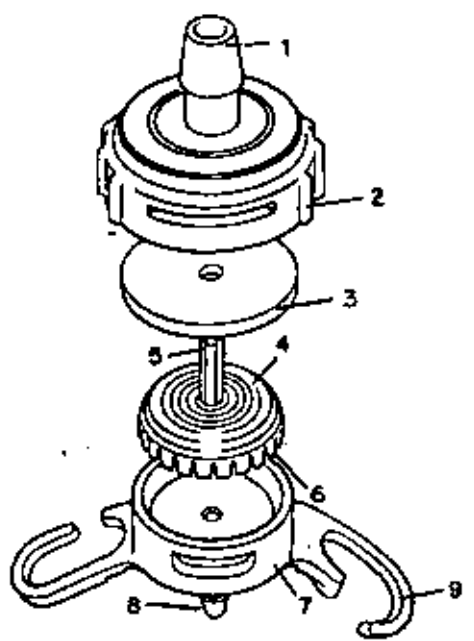


Figure 20

ridades topográficas en el tendido de la línea de goteo.

En la figura nº 18, se muestra un emisor o goteador, diseñado para regular o corregir las anomalías mencionadas reflejadas en su tendido de la figura a lo largo de una línea de frutales.

Las partes que integran estos emisores o goteadores se muestran en los dibujos de las figuras nº 19 y 20, en dos modelos de emisores o goteadores de distinta marca, pero similares en su esencia.

El de la figura 19, está compuesto de los elementos siguientes:

1. Caperuza protectora de entrada de impurezas en el orificio de suministro y reguladora de su vertido.

2. Caperuza de cierre de fácil desmontaje que alberga todo el dispositivo de regulación del emisor.

3. Membrana compensadora de variaciones de presión, permitiendo suministros constantes con variaciones  $1 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.8 \text{ kg/cm}^2$ .

4. Plato con conducción en espiral del agua para producir suministros constantes del emisor o goteador con variaciones de su presión nominal, que impide su obturación. Este plato suele poderse recambiar para suministros de  $3.5 \text{ ls./hora}$  y  $7 \text{ ls./hora}$ .

5. Vástago ranurado para la conducción del agua al orificio de la caperuza 2.

6. Zona ranurada de paso de agua unida al plato 5, que actúa como filtro y eliminador de los residuos o impurezas que pueda llevar el agua.

7. Caja base del emisor o goteador, con pezón 8 para — unir a la línea de goteo y dispositivos 9, para su fijación a ésta, evitando desplazamientos laterales.

El emisor o goteador de la figura nº 20, es similar en composición al de la figura nº 19, variando solo en que la pieza 1 de éste, se sustituye por la 1 de la figura nº 20 que permite — una amplia variedad de extensión o alejamiento del suministro de agua, desde el punto donde está instalado y múltiples tipos de co<sup>n</sup>exiones a este fin, con tubos de pequeño diámetro o cabezas de re<sup>p</sup>arto con micro-tubos. Los caudales de suministro y presiones son en gama similar a las del anterior.

En este grupo existen otros tipos de emisores o goteadores, impropriadamente designados con este nombre, y que más bien son pequeños aspersores tendiendo a ampliar su radio de acción en cu—brir el terreno con el agua que aportan y disminuir su número en — la línea de goteo. De estos tipos las figuras nº 21 y 22 muestran dos de ellos.

En todo emisor o goteador, una vez elegido, acorde con — las características culturales y de suelo, así como preferencia — del que diseña un sis tema de goteo o piensa utilizarlo, los facto<sup>r</sup>es que determinan su funcionamiento e intervienen en el cálculo — del sistema son:

Caudal del emisor o goteador.

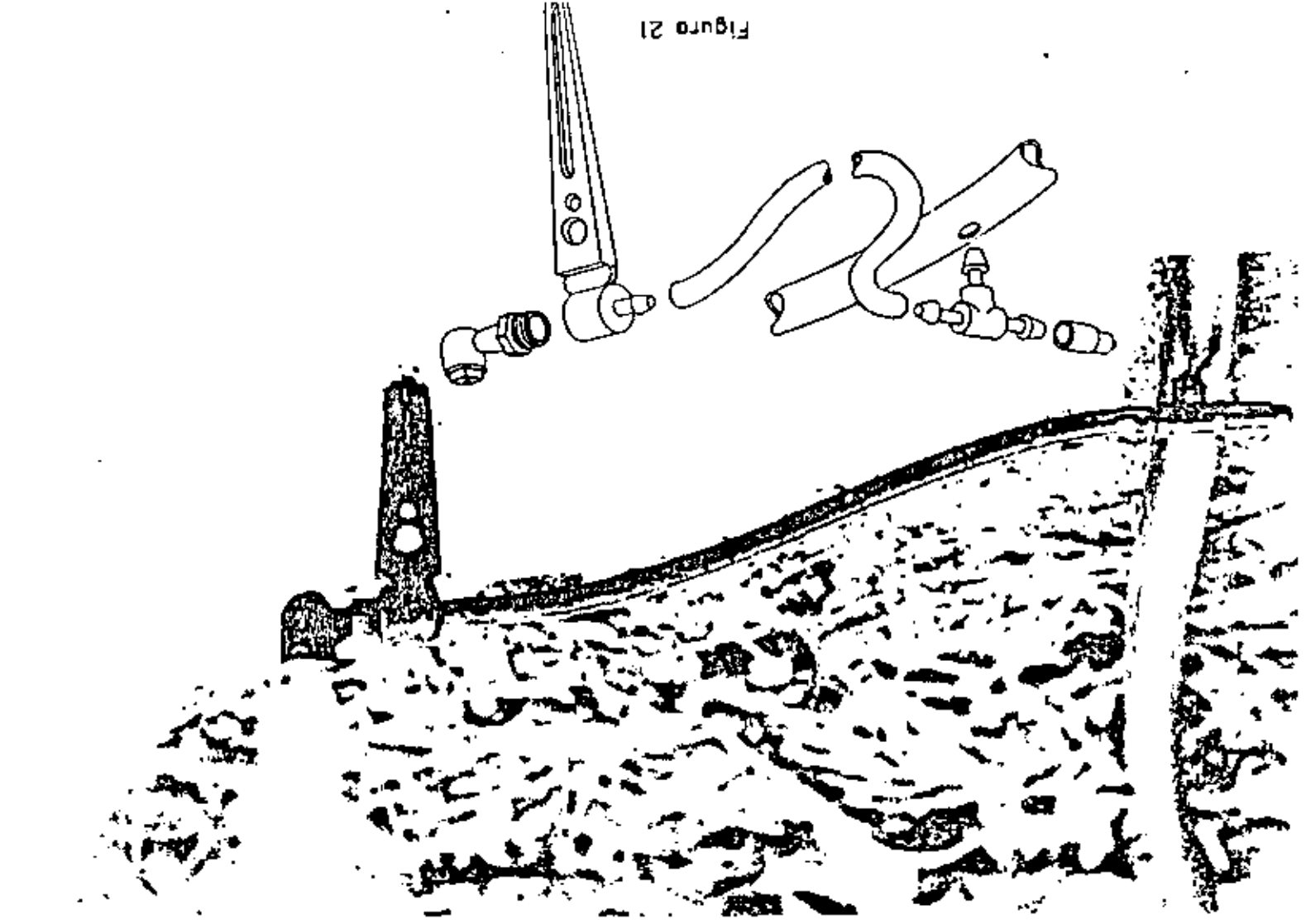
Presión de trabajo.

Ø de la conducción de goteo para su instalación.

Estos factores implican una longitud máxima L de línea — de goteo o ala de riego, o bien limitando L por condiciones de par



Figura 21



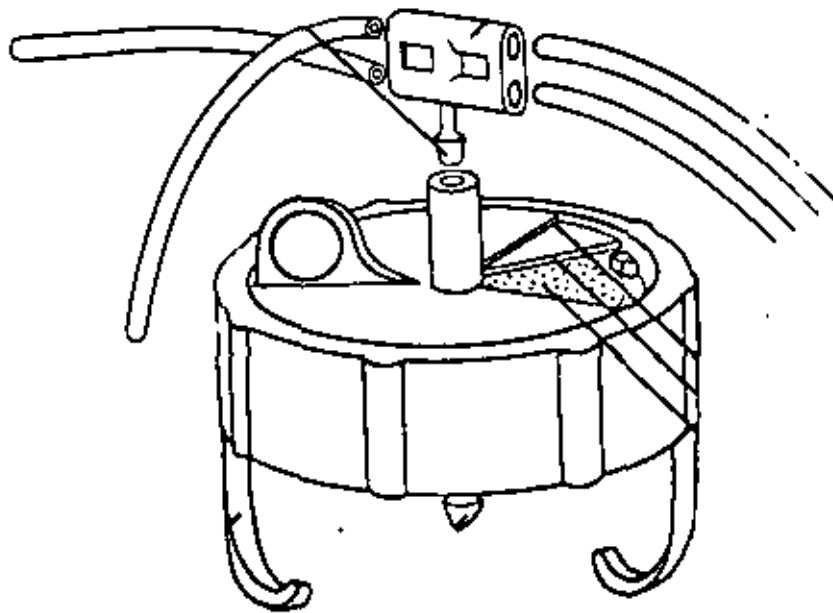
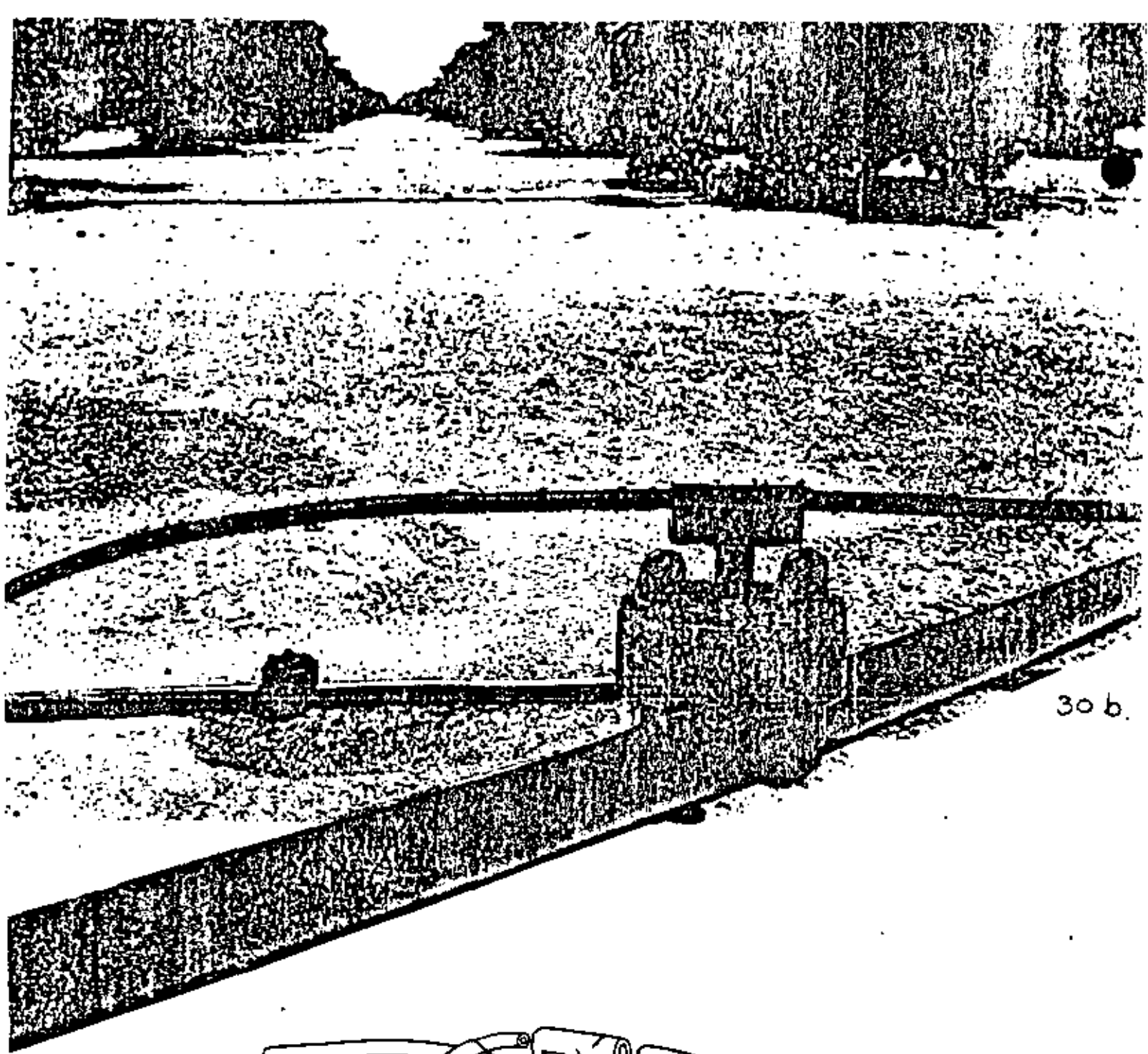


Figure 22

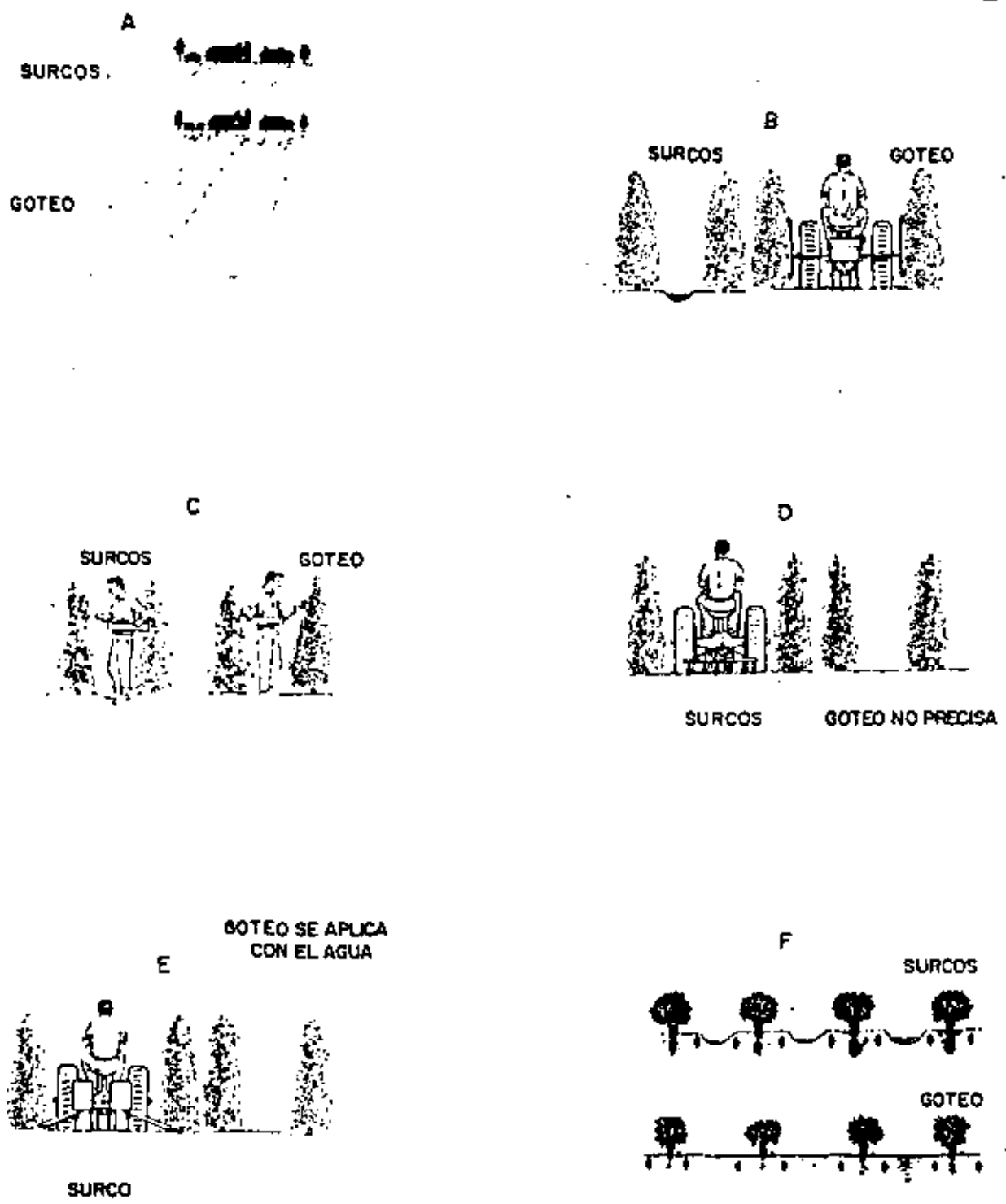
celación o topográficas,  $\phi$  de conducción y tipo de emisor o goteador idóneo a estas características de la conducción a emplear. Lo anterior basado, en que cada goteador o emisor acorde con el cultivo donde se aplica, exige un número de ellos por unidad de longitud y caudal necesario a este fin. Datos que señalan  $\phi$  y longitud máxima o bien el  $\phi$  acorde con una longitud determinada.

#### 6.2.- Mangueras poli-goteadoras.

Para ciertos cultivos cuya proximidad o intervalo de separación en la línea es muy reducido, lograr una uniformidad en el humedecimiento del terreno en esta dirección, obliga a una separación o intervalo muy reducido entre emisores o goteadores, encareciendo el sistema y dificultando el diseño de las redes de conducción necesarias.

Por otro lado, el riego de cultivos en surcos de modo eficaz por el sistema tradicional de escurrimiento o gravedad, presenta una limitación en los caudales mínimos a emplear por surco, con incidencia desfavorable en el rendimiento que se obtiene del agua aplicada. Asimismo, exigen un retoque de los surcos y uniformidad en su ejecución, independiente de una previa sistematización o nivelación del terreno correcta, que encarece los costos de cultivo y aumenta las exigencias en mano de obra.

Asimismo, cuando las aguas que se emplean en el riego, contienen sales, en el riego por surcos, la acumulación de sales se aproxima a la planta y con el riego de goteo se aleja. Independiente que el riego por surcos plantea problemas de aplicación de tratamientos fitosanitarios mecanizados, recolección, labores de cultivo mecanizadas y aumento de malas hierbas, con el consiguien



Figuro 23

te de necesidades de labor para eliminarlas.

La figura nº 23, muestra algunas de las desventajas del riego por surcos y su eliminación con goteo. En ella, A establece la ventaja de aumento de superficie de riego con la misma disponibilidad de agua, a causa de un mejor rendimiento en su utilización.

En B, facilidad en las aplicaciones de tratamientos fitosanitarios mecanizados, al eliminar surcos en la calle. En C, facilidad de recolección, sin trabajar el agricultor en zona húmeda o encharcada. En D, disminución de labores de cultivo por reducción de malas hierbas. En E, ahorro de las aplicaciones de fertilizantes, al poderse suministrar con el agua de riego.

En F, se muestra rayada la zona de acumulación de sales y su dirección de avance entre los dos sistemas.

Lo anterior ha conducido a que surjan en el mercado las mangueras o conducciones denominadas poli-goteadoras, en base de pequeños y sencillos dispositivos de suministro o empleo de microtubos a lo largo de la conducción o ramal de riego, unido a tipos de mangueras de doble pared denominadas de reflujó o suministro prácticamente continuo a lo largo de la línea, que vamos a describir.

Estas mangueras o conducciones, están normalmente construidas en base de un alto grado de componente de polietileno, para asegurar su resistencia a la radiación ultra-violeta, combinado a una elevada flexibilidad para prevenir se rajen al instalar los acoples. Estas conducciones fabricadas en base de extrusión, aseguran flujos suaves con mínimas turbulencias y pérdidas de - -

energía.

Son muy diversos los tipos de mangueras o conducciones de goteo y como información de sus diversas modalidades y bases o características en que se funda su empleo, se describen las siguientes:

La figura nº 24, muestra una conducción o manguera de micro-goteadores tendida a lo largo de una plantación frutal. En ella, A muestra el micro-goteador unido a un tramo de micro-tubo, introducido dentro de la conducción. Estos micro-goteadores pueden trabajar de 0'21 kg./cm<sup>2</sup> a 1'05 kg./cm<sup>2</sup>, con caudales horarios de 1'75 a 6 ls./hora. Asimismo, se utilizan en conducciones o líneas suministradoras de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$ " , con separación mínima entre emisores de 0'60 mts. a máxima de 6 mts. y longitudes totales de línea de goteo para estas separaciones mínimas de 63 mts. para diámetro  $\frac{1}{2}$ " y 81 mts. para  $\frac{3}{4}$ " a máximas de 297 mts. y 378 mts. para estos diámetros.

En la figura nº 25 se muestra este tipo de conducción o manguera de poli-goteo o microgoteadores, con la forma de suministro del agua y su tendido en una plantación de naranjos, en la — que se aprecia la zona de humedecimiento.

Para este tipo, en la figura nº 26, se muestra el detalle de la instalación de los micro-goteadores en la conducción, — destacando una parte A, que podemos denominar cabeza del goteador, que permite el suministro del agua en forma no continua como muestra la figura nº 25; como asimismo, que este vertido no se realice sobre la conducción que lo soporta sino lateralmente. Asimismo, que su construcción proporcione un cierre hermético en el espacio

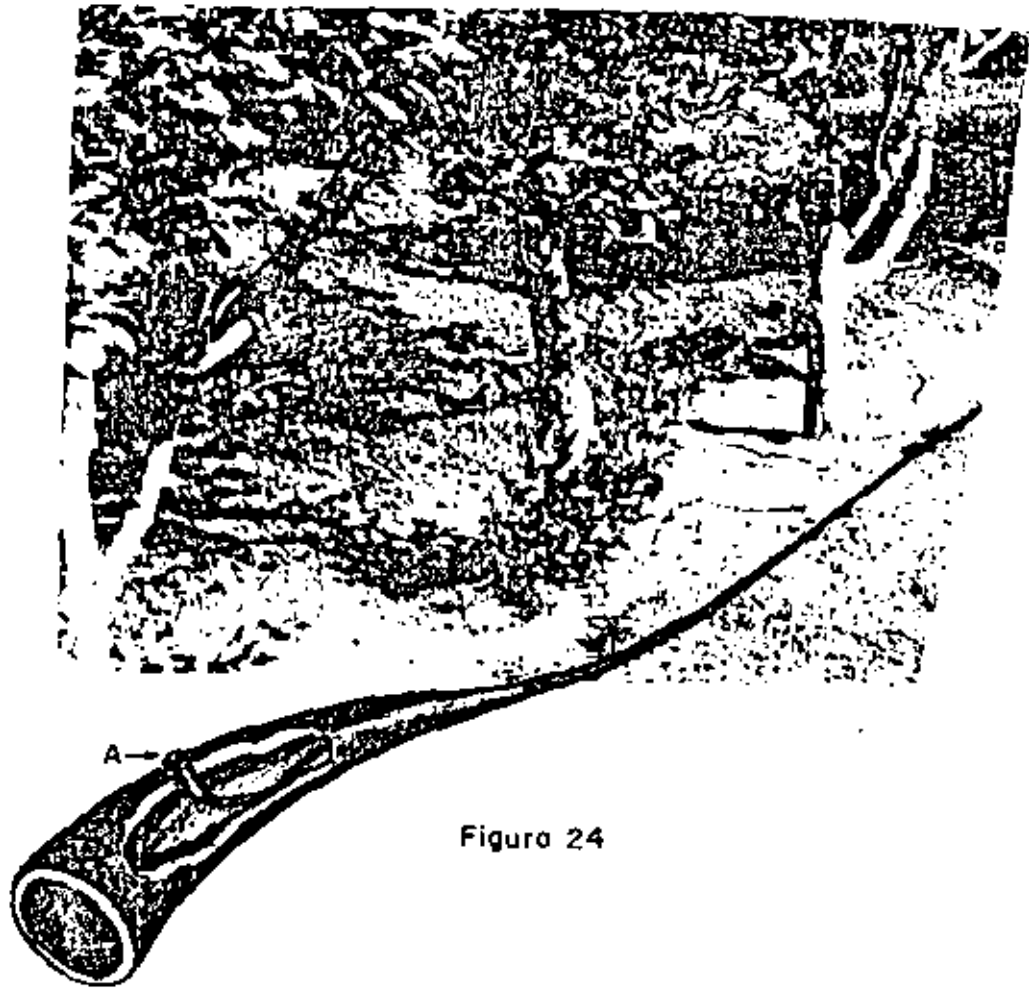
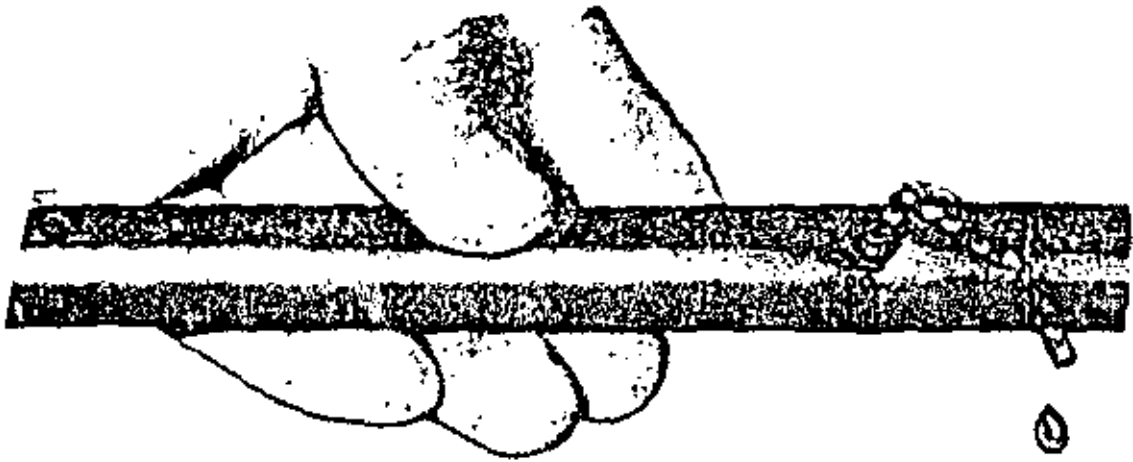
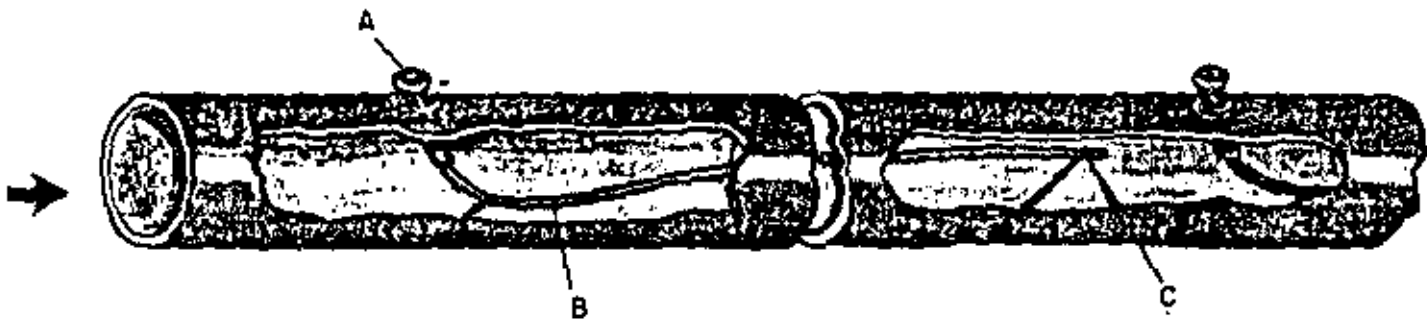


Figura 24



Figuro 25



Figuro 26



Figuro 25



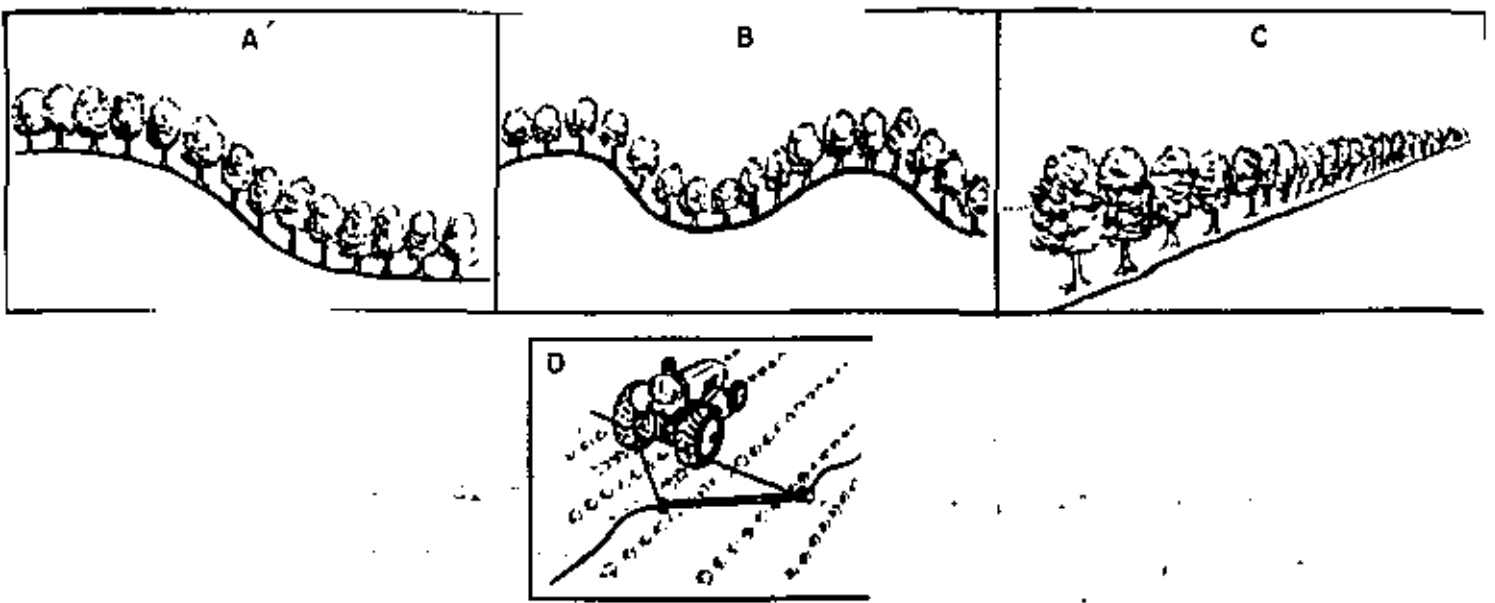
donde se instala de la conducción. La parte B es un micro-tubo - que cumple dos misiones, una que por la colocación de su extremo final C, alejado de la cabeza A, no esté sujeto a daños por desplazamientos mecánicos, y otra que las impurezas o elementos extraños que se encuentran flotando en la corriente que circula -- por la conducción no estén en contacto con la cabeza A. Asimismo, que este extremo final C, de entrada de agua no esté próximo a -- suciedad o impurezas que pueden depositarse en las paredes y fondo de la conducción, así como al estar colocado aguas arriba impedir la entrada de los elementos o cuerpos extraños que pueda -- transportar el agua. Por otro lado, longitudes de estos micro-tu-bos B, acordes con su posición en la línea de goteo, permiten -- compensar variaciones de presión sobre la nominal de trabajo, absorbiéndolas por un mayor rozamiento.

La flexibilidad de estas mangueras poli-goteadoras y - el ajuste de longitudes de micro-tubos antes indicado con su posición, permite realizar tendidos en condiciones topográficas -- desfavorables como muestra la figura nº 27 en A y B, así como - atender largas líneas de cultivo en C.

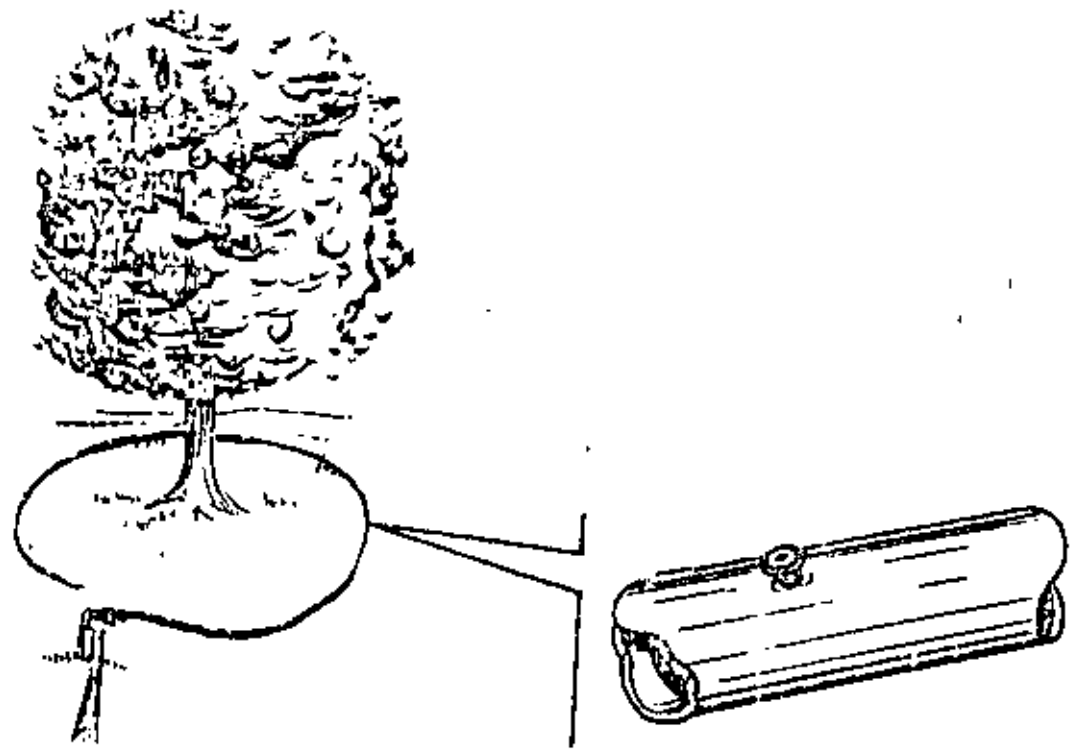
Asimismo, su gran flexibilidad y manipulación sin dañar los micro-goteadores permite el tendido y desplazamiento mecánico de las líneas de goteo, como muestra la figura nº 27 en D.

Como datos orientativos en las exigencias de trabajo que pide el desplazamiento mecánico de la línea de goteo, damos los - siguientes:

La aplicación del sistema en algodón, donde un riego de 50 mm. es suficiente para producir una buena cosecha, la instala--



Figuro 27



Figuro 28

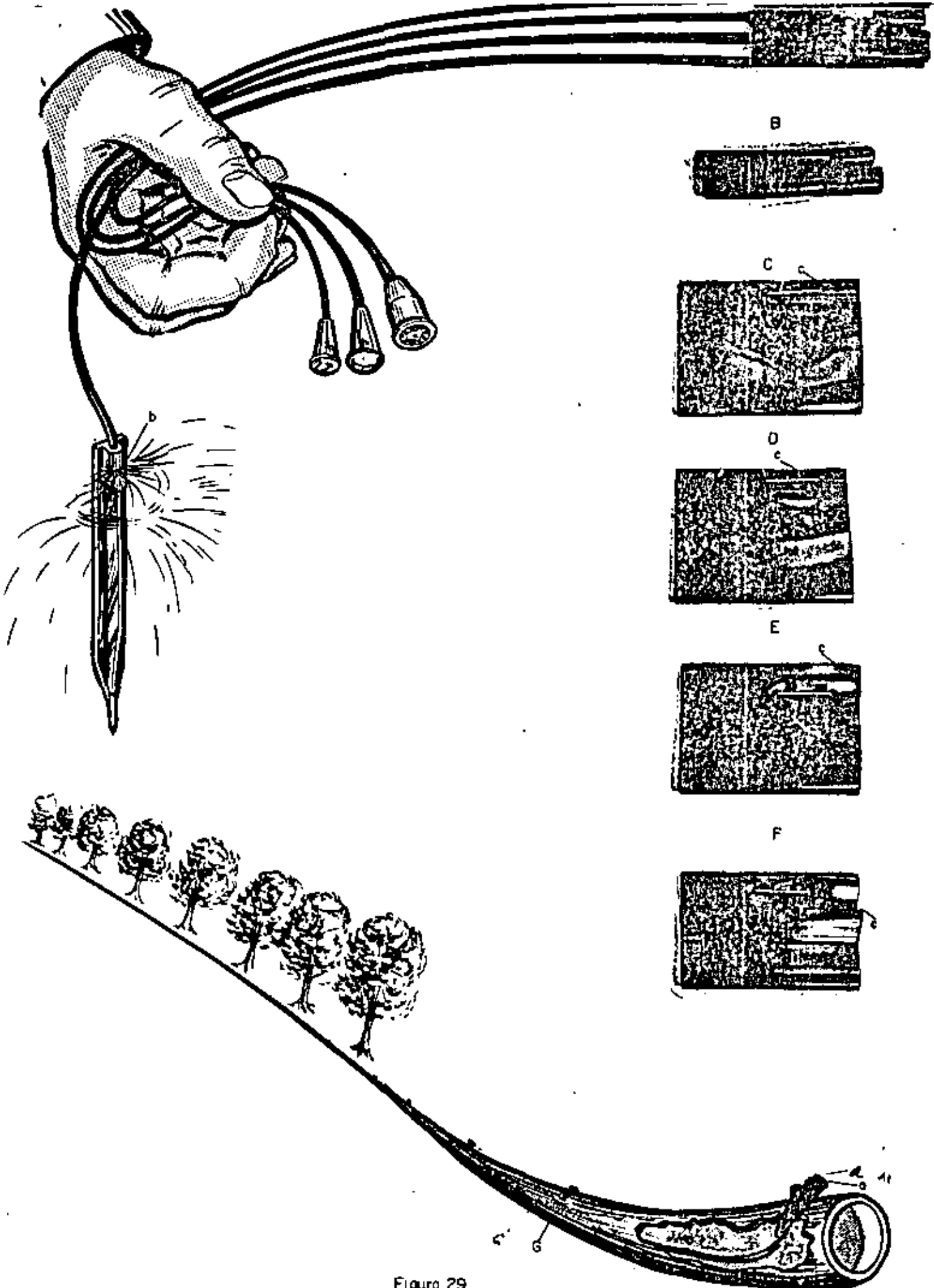


Figura 29

ción de líneas de goteo es de 198 mts. de longitud separadas 10 - mts.

Estas líneas de goteo se desplazan una vez cada 24 ho-- ras para humedecer un lado de cada surco, como muestra D de la fi-- gura nº 27. Ahora bien, con el ancho del tractor y el aditamento de que va provisto para desplazar la manguera, los desplazamientos son de 2 mts. y se precisan por tanto 5 para el traslado total de la línea. El tractor en este desplazamiento puede trabajar a velo-- cidad entre 7 a 9 Km./hora.

Por tanto, como la línea tiene 198 mts., en recorrerla se tarda con maniobras unos 2' y en forma global el traslado de - la línea exige con pérdidas un montaje de 12'.

Si la instalación posee 10 mangueras del tipo como las descritas cubren  $\frac{10 \times 198 \times 30}{10.000} = 5'94$  Has. que pueden ser regadas diariamente con desplazamientos en 2 horas.

La figura nº 28, muestra una manguera de poli-goteadores del tipo descrito anteriormente, con tramo corto y diseñada de -- forma que compense oscilaciones de presión que permita cambiar sig-- temas de aspersión existentes en riego de frutales, por riego de goteo.

Modernamente, la idea expuesta al describir la esencia - de las mangueras de poli-goteadores, de extender su aplicación en la sustitución de riegos de gravedad o escurrimiento en surcos, -- por riegos en base de los denominados de goteo, así como abaratar el coste de instalación de éstos y evitar el empleo de emisores / goteadores con regulación de presión por elementos similares de me-- nor coste, ha hecho que surjan en el mercado, micro-tubos y tubos

35<sub>q</sub>

MODELO DE SUMINISTRO



Figura 30

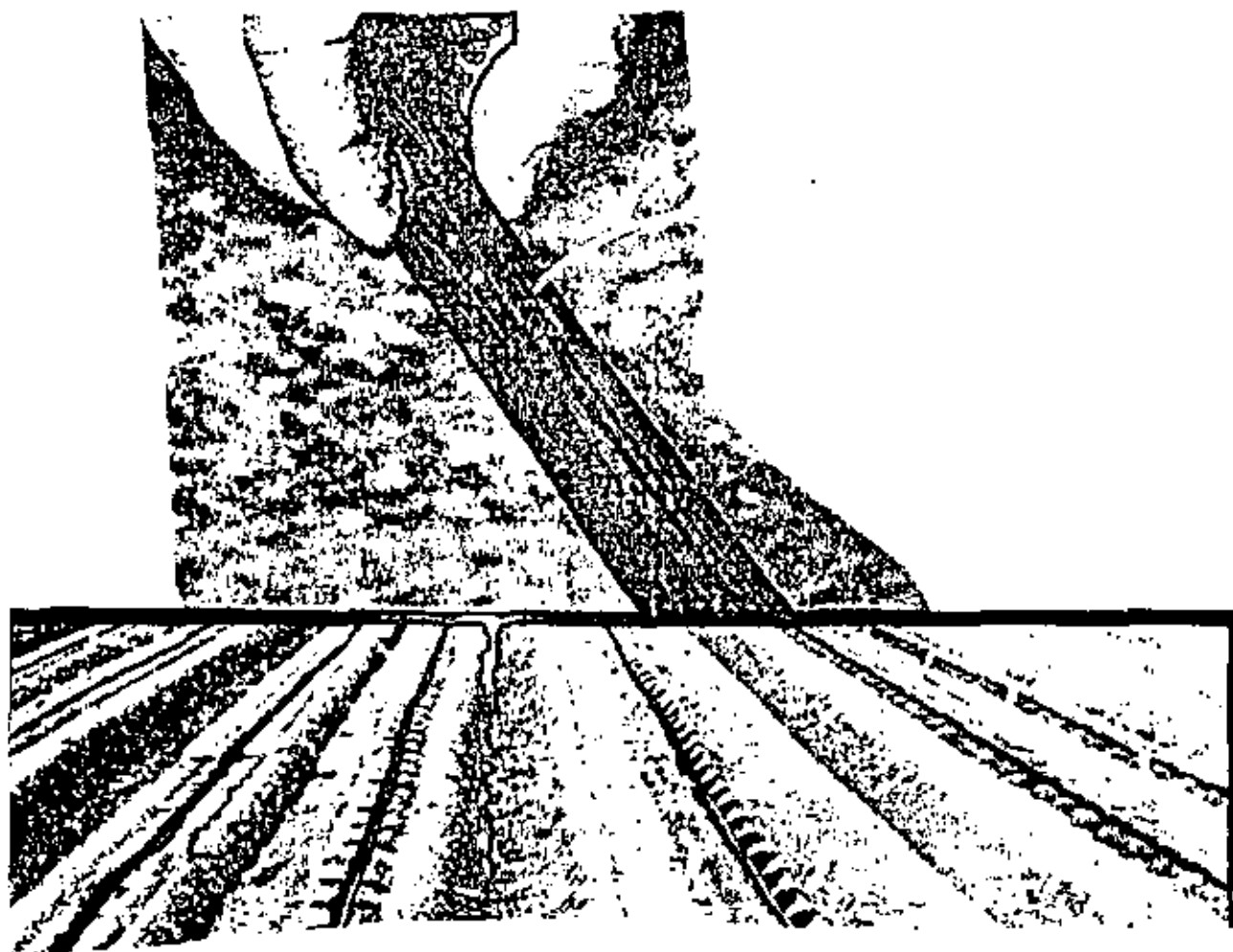
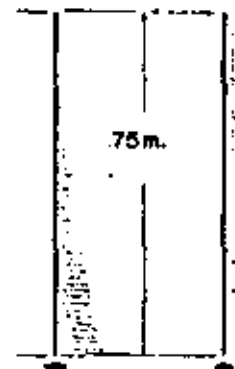


Figura 31

de pequeño diámetro para conectar a los anteriores, así como mangueras de doble pared y mangueras goteadoras, que vamos a describir.

Una gama de estos diversos tipos de tubos y mangueras se muestra en la figura nº 29, que describimos como sigue:

En A, se muestra una serie de micro-tubos, unidos a boquillas goteadoras de diversos tipos para instalar en la conducción de goteo como muestra el dibujo G en a.

De los micro-tubos que se muestran en el dibujo A, 3 de ellos van unidos a boquillas de goteo de tipo diverso y uno a dispositivos para colocar en tiestos b.

En B se muestran tubos de pequeño diámetro, que permiten adaptar los micro-tubos de A a mangueras o conducciones de goteo.

Asimismo, en C, D y E se muestran mangueras de doble pared con suministro casi continuo, a lo largo de su borde c, en diversos espesores, según presiones de trabajo y caudales a suministrar. Las mangueras C, D, E son de 3, 4 y 8 milésimas de pulgada de espesor, siendo su aplicación normal la siguiente:

C y D en riego de tomates, peras, melones, pepinos, calabazas, etc. y E en caña de azúcar, viñedo, grosellero, etc. Asimismo, la manguera de goteo o poli-goteadora que se muestra en F, es más gruesa, de 12 milésimas de pulgada, para mayores presiones y caudales.

La esencia o base del funcionamiento y concepción de estas mangueras se muestra en el croquis de la figura nº 30. En este croquis podemos apreciar que su concepción es una manguera a, dentro de otra manguera b, con presión baja en la cámara que queda en

tre las dos mangueras. El agua que en base de su flujo circula -- por la manguera interior, pasa a través de pequeños orificios espaciados a la cámara entre las dos conducciones y de ésta al exterior a través de pequeños orificios d, ejecutados en la manguera exterior, proporcionando un flujo uniforme en longitudes que alcanzan los 75 mts.

Los orificios de la conducción exterior se encuentran a 1'80 mts. de separación y los de la manguera interior a 45 cms. - Las figuras nº 31 y 32 muestran, la primera, una manguera doble con su forma de vertido o suministro del agua y tendida sobre un cultivo en caballones o surcos, coincidiendo con la línea de plantación. La figura nº 32 muestra una manguera goteadora tipo F de la figura nº 30, tendida en riego.

Por último, en la figura nº 33 se muestra la forma sencilla, que estos tipos de manguera permiten para su obturación o cierre final y acople en cabeza de la misma a la tubería madre o abastecedora con tubo de pequeño diámetro. El cierre final está en el croquis B y su enlace y obturación en cabeza en los croquis A y C.

La figura nº 34 muestra una serie de tiestos en cultivo de plantas ornamentales, atendidos en el suministro del agua por micro-tubos y dispositivo final, mostrado en A de la figura nº 29.

Como datos orientativos, sobre el empleo de estas mangueras o conducciones de poligoteo, en relación con las mostradas en F de la figura nº 29, que a su vez se muestra en la figura nº 32, damos resumen de sus modalidades y características de servicio:

Presión en interior de la conducción o manguera 0'6 Kg/cm<sup>2</sup>. La relación de reducciones de presión por su construcción y -

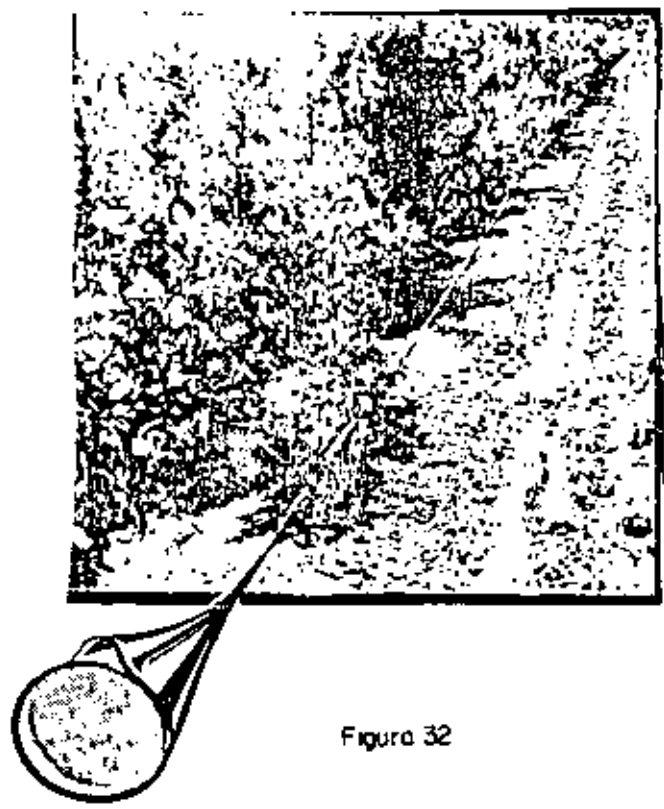


Figura 32

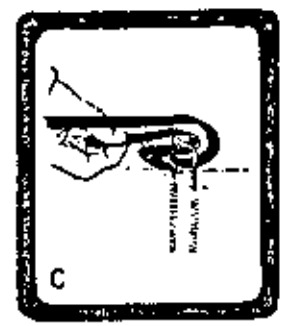
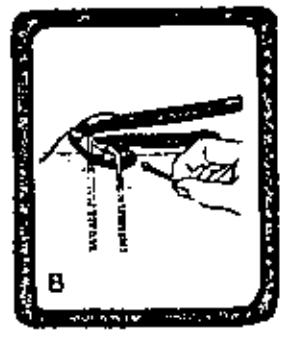
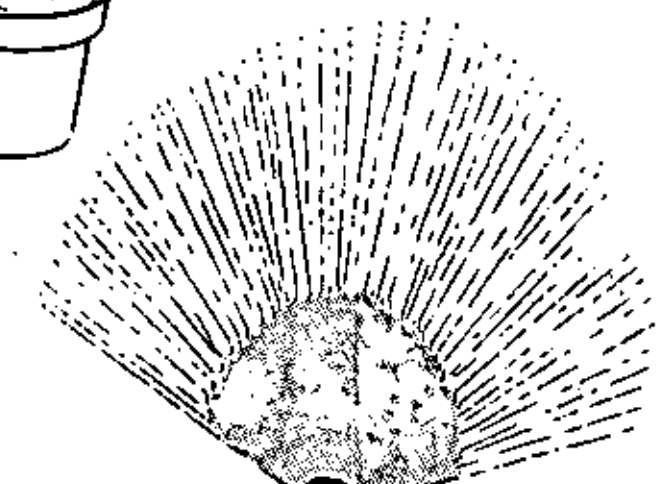
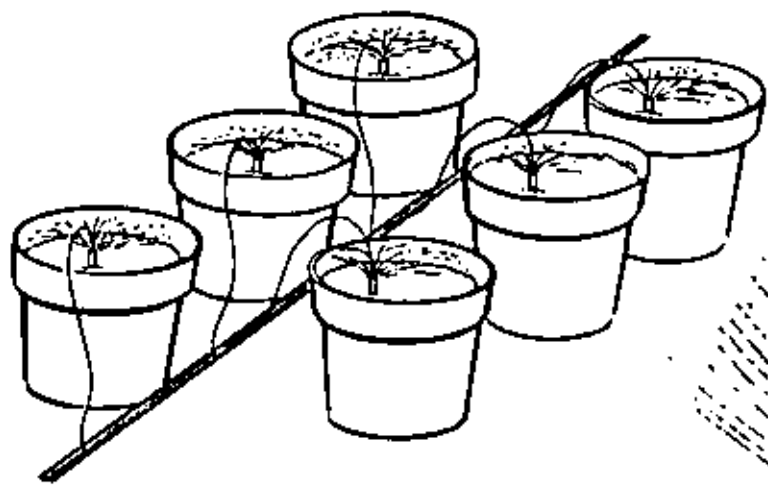


Figura 33





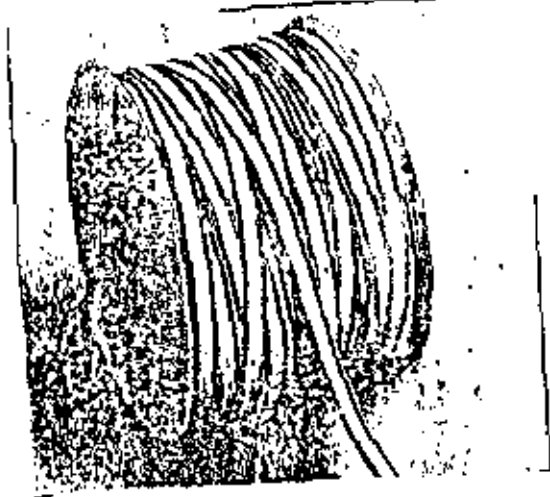
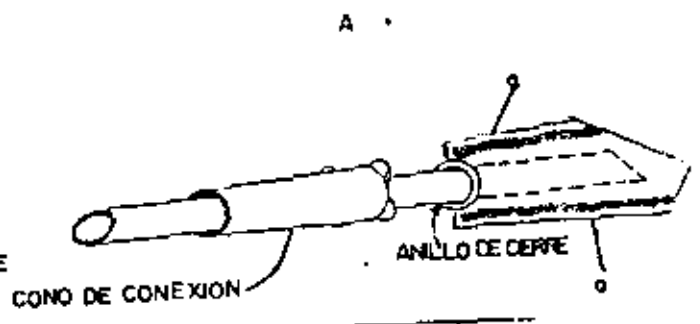
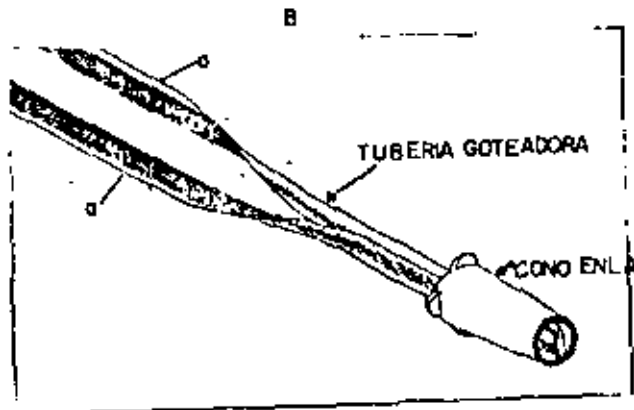
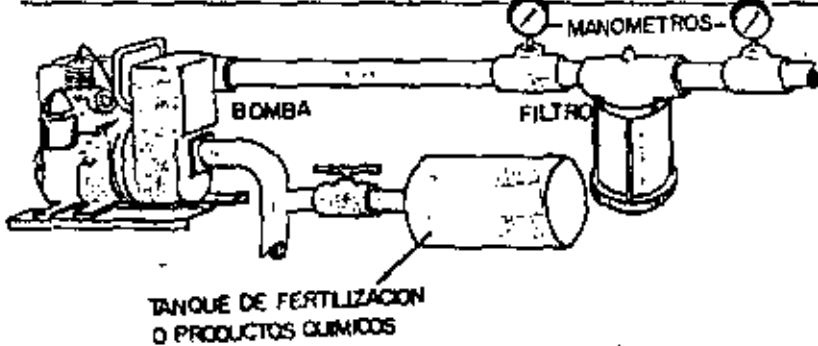
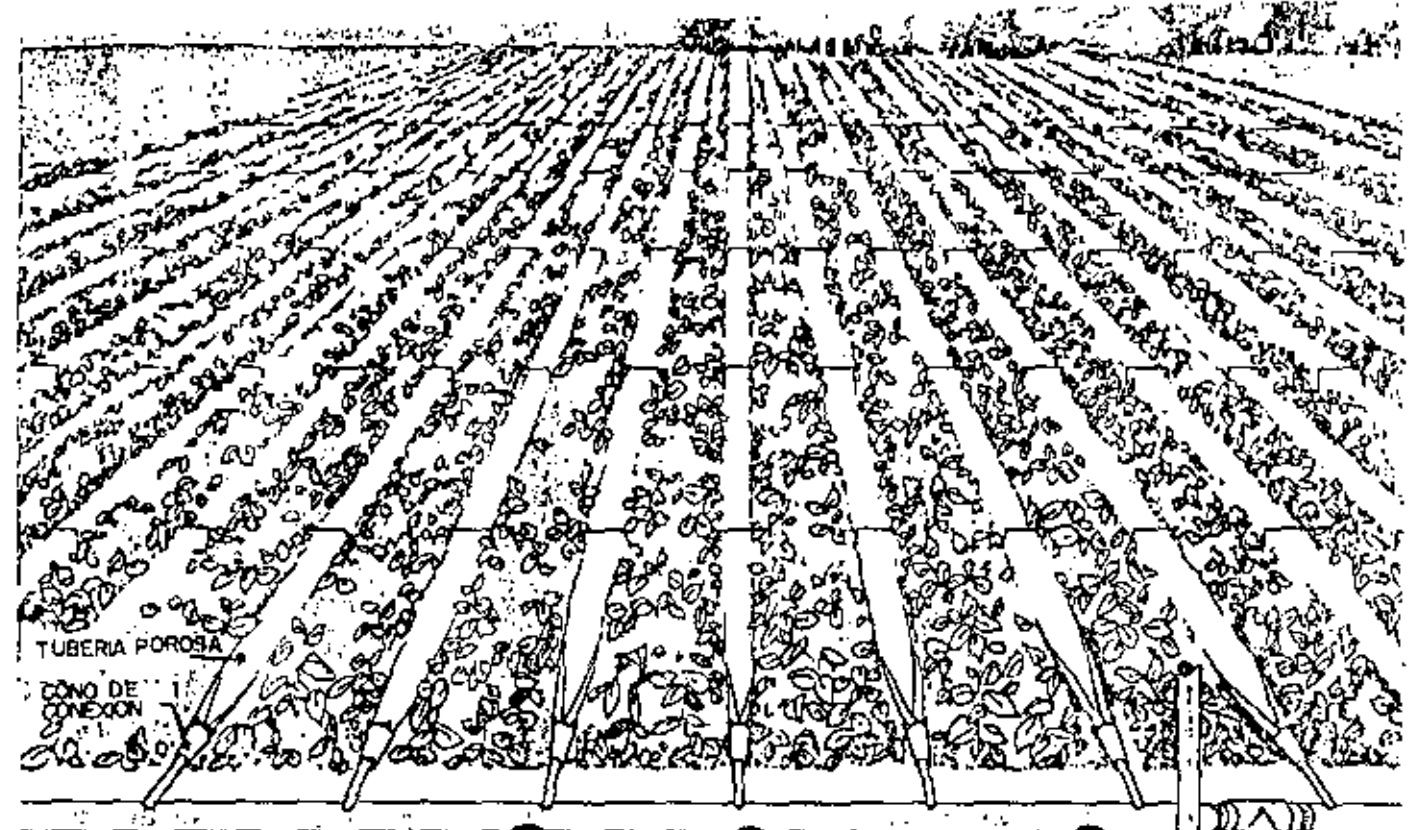


Figura 35

y dispositivo de doble cámara es 1:6. Las modalidades de fabricación son:

<u>Ø Orificio</u>	<u>Caudal de suministro por 30 mts. de línea</u>
10 cm.	5,78 l/m.
20 cm.	2,89 "
30 cm.	1,95 "
38 cm.	1,58 "
45 cm.	1,28 "
60 cm.	0,98 "
90 cm.	0,64 "

Podemos ampliar la exposición anterior sobre mangueras o conducciones denominadas poligoteadoras, mostrando en la figura nº 35, otro modelo de conducción o tubo multi-poroso que a veces, indistintamente, puede utilizarse para riego de goteo y de subsuelo.

La esencia del sistema es que el tubo está construido en base de polietileno, que presenta una estructura altamente porosa, pero de micro-conductos, en uno o dos lados de la conducción, que se muestran en los dibujos A y B de la figura con las letras a. Su tendido en el campo se muestra en el dibujo C y en los A y B - su forma de conexión a la conducción madre o abastecedora. Estas conducciones están diseñadas para proporcionar de 3'75 a 7'50 l.p.m. y 300 mts. de conducción. El primer caudal para conducciones con un solo lado poroso y el segundo para dos. Las presiones de trabajo oscilan de 0'21 a 0'28 kg./cm<sup>2</sup> y los diámetros en que se construyen son de 1", 1/1/4", 1/1/2" y 2". En D de la figura nº 35 se muestra la manguera enrollada en un tambor y en C, su enlace a la conducción madre o abastecedora y de ésta a la toma con sus dispositivos.

### 6.3.- Filtros.

El filtrado del agua que se utiliza en el sistema de riego por goteo, es normalmente la base de que su aplicación al cultivo sea de éxito y positiva. El sistema de riego por goteo está diseñado, como hemos indicado al principio de esta exposición, en proporcionar una cantidad de agua máxima, acorde con la necesidad del cultivo, a un coste mínimo. Por tanto, que no se produzcan entorpecimientos en este suministro calculado, ni sobrepresiones que encarezcan el coste de funcionamiento, son premisas fundamentales del sistema, que por su diseño, en general, tiene un coste elevado de implantación.

Pues bien, partiendo de un empleo de material de goteo de buena calidad y diseño, las características en que se basa el suministro del agua, son pequeños caudales con presiones no muy elevadas y espacios o conducciones en los emisores o goteadores, con pequeña sección. Por tanto, impurezas o elementos extraños en el agua, así como en ocasiones algunas sustancias que puede llevar disueltas, son enemigos de un empleo eficiente del riego por goteo y en ocasiones causa de llevar a un empleo del mismo totalmente antieconómico.

Ha sido lo anterior, causa de que el filtrado del agua sea base de toda instalación de riego por goteo, así como de las numerosas modalidades de emisores y goteadores existentes, como también de sistemas de goteo, centrados en evitar obturaciones por impurezas. Asimismo de los numerosos tipos de filtros o instalaciones existentes para este fin, así como estudios en relación con su punto óptimo de emplazamiento y capacidad de filtrado con arreglo

a él.

Antes de describir modalidades de filtros existentes en el mercado, diremos que la elección de un sistema de filtrado y su modalidad de emplazamiento, está íntimamente unido a un análisis previo, físico y químico del agua a emplear. Esta necesidad aún se acentúa más con el empleo de aguas de pozo, al cual - normalmente en muchos países va unido la implantación del riego por goteo. Asimismo, que en ocasiones una instalación de filtrado exige otra previa en cabeza de pre-filtrado, para la separación de la arena que pueda llevar el agua que se utilice.

Pasando a describir sistemas de filtrado, tenemos el - basado en instalaciones situadas en cabeza de red o el de su fraccionamiento en filtros instalados en las conducciones que derivan de la red. Filtros aislados los de esta segunda modalidad de diversos tipos y materiales que componen los elementos filtrantes.

Los fundamentos que en general deben presidir la construcción, diseño y funcionamiento de todo sistema de filtrado para instalaciones de riego por goteo, son las siguientes:

- Que sean de larga duración.
- Que los elementos que intervienen en su construcción resistan altas presiones y no sean afectados por la corrosión del agua.
- Que las pantallas o elementos filtrantes sean en lo posible de acero inoxidable o materiales de P.V.C., - diseñados de forma que impidan el colapso y obturación total de estos elementos.

Normalmente, cada elemento filtrante consiste en dos elementos de filtro aislados o en serie, para constituir dos pisos -

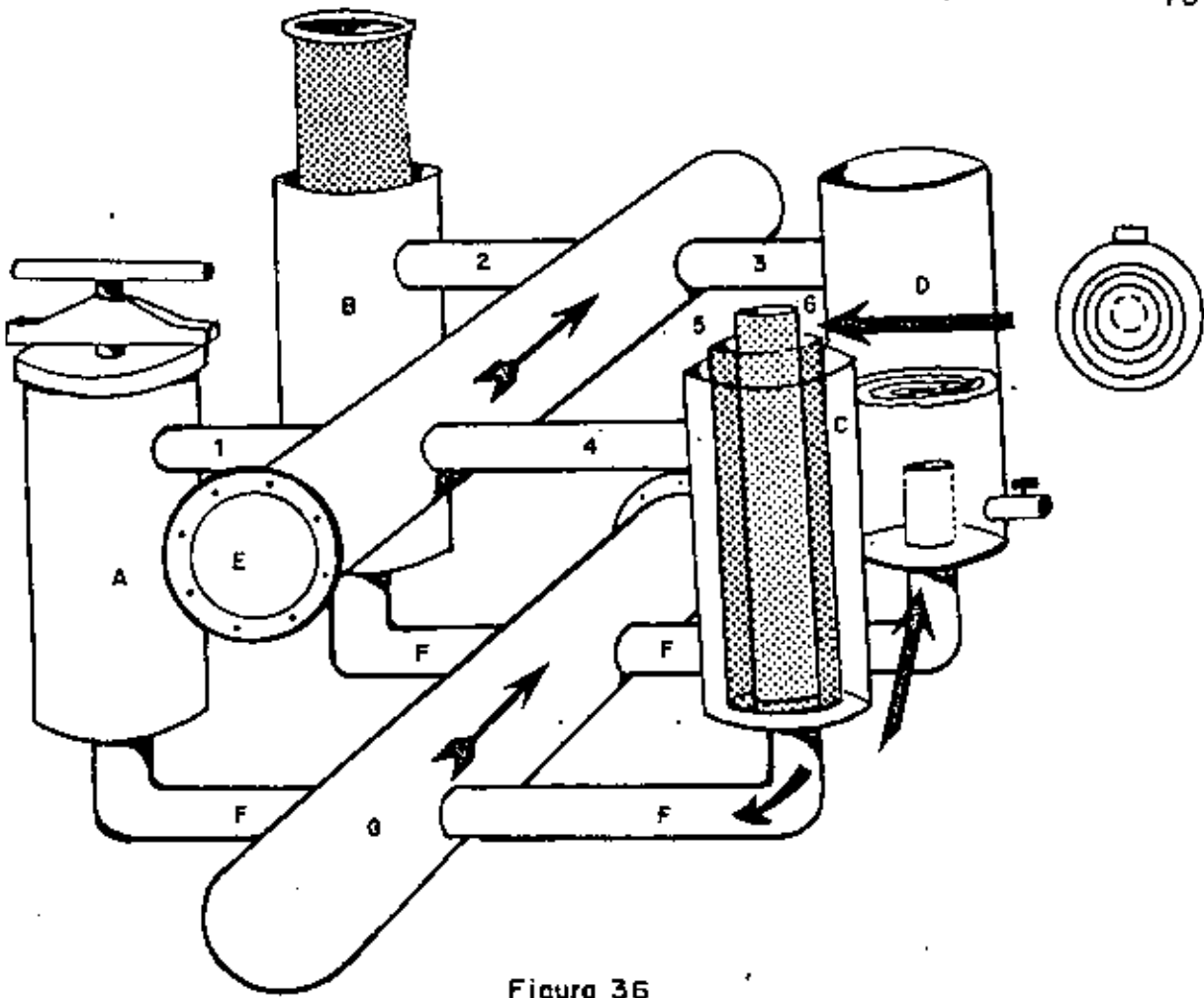


Figura 36

de filtrado.

Estos elementos filtrantes deben ser de fácil acceso y desplazamiento para su reposición o limpieza. Debiendo disponer de una gama de ellas variable, según la densidad de mallas que exige el tamaño y clase de las impurezas a eliminar.

Los filtros, normalmente cuando están limpios, trabajan a presiones que oscilan alrededor de  $0'2 \text{ kg./cm}^2$ . Cuando esta presión se incrementa a  $0'70$  ó  $1 \text{ kg./cm}^2$ , deben reponerse o limpiar el elemento filtrante. Por tanto, es condición necesaria comprobar la presión diferencial del filtro antes de poner en marcha una instalación de goteo.

En la figura nº 36, se muestra un esquema de instalación de filtrado para cabeza de red, compuesta de 4 elementos A-B-C y D.

En esta instalación, el agua que alimenta el sistema, entra por E en el sentido de la flecha, distribuyéndose a través de las conducciones 1-2-3 y 4 a cada filtro. El agua que entra en cada filtro atraviesa un primer elemento de filtrado 5 y a continuación el 6 del filtro C despiezado, saliendo por las conducciones F a ellas conectadas a la conducción G y de ésta al sistema.

Los elementos del filtro y su cierre se muestran en la figura. Este filtro permite invertir el sentido del agua, desde la conducción G, cerrando la E, para desprender las impurezas depositadas en las mallas filtrantes, que se evacuan por H, válvulas drenes de que van provistos los filtros.

Los filtros que componen la instalación descrita, pueden



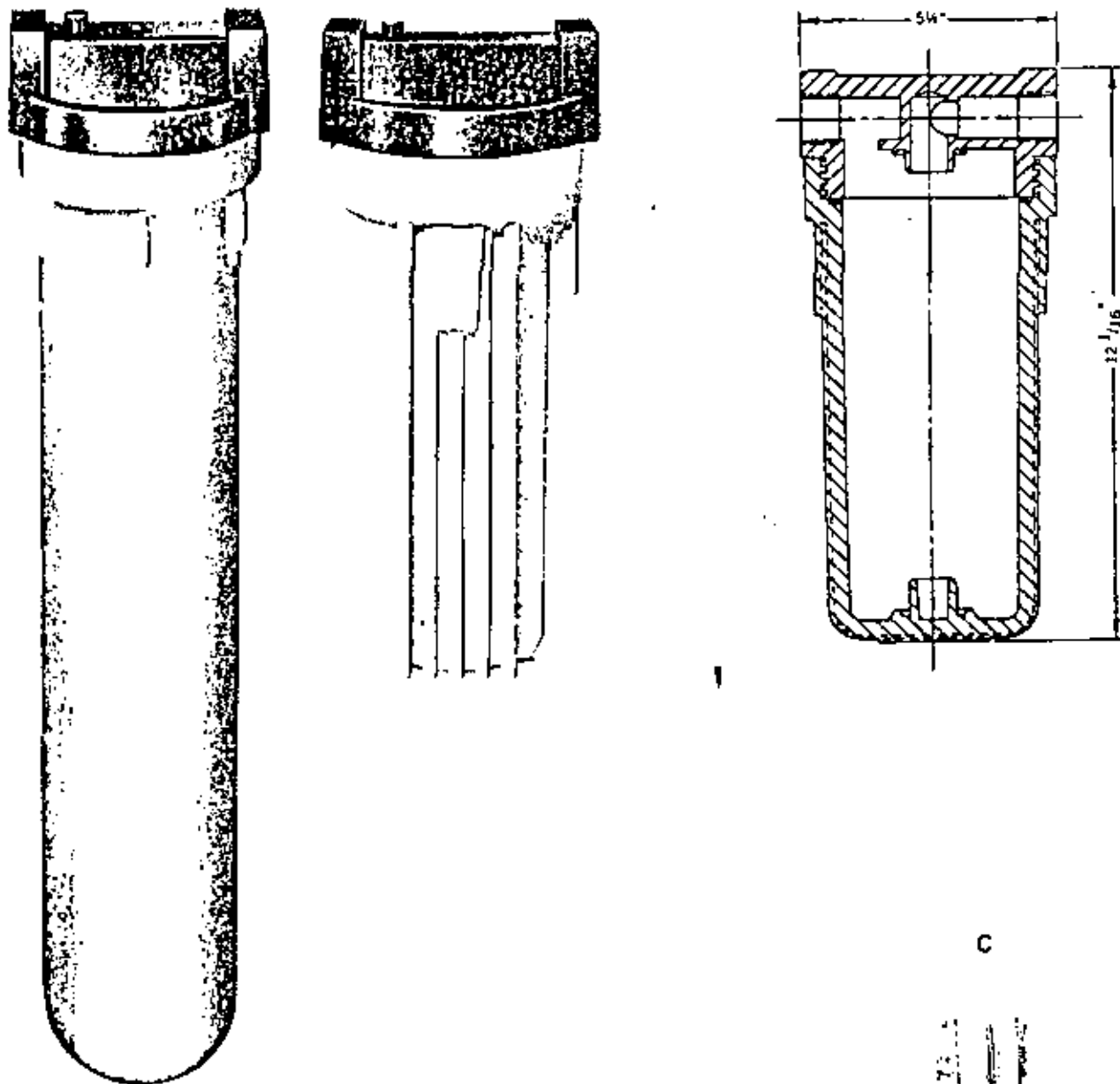
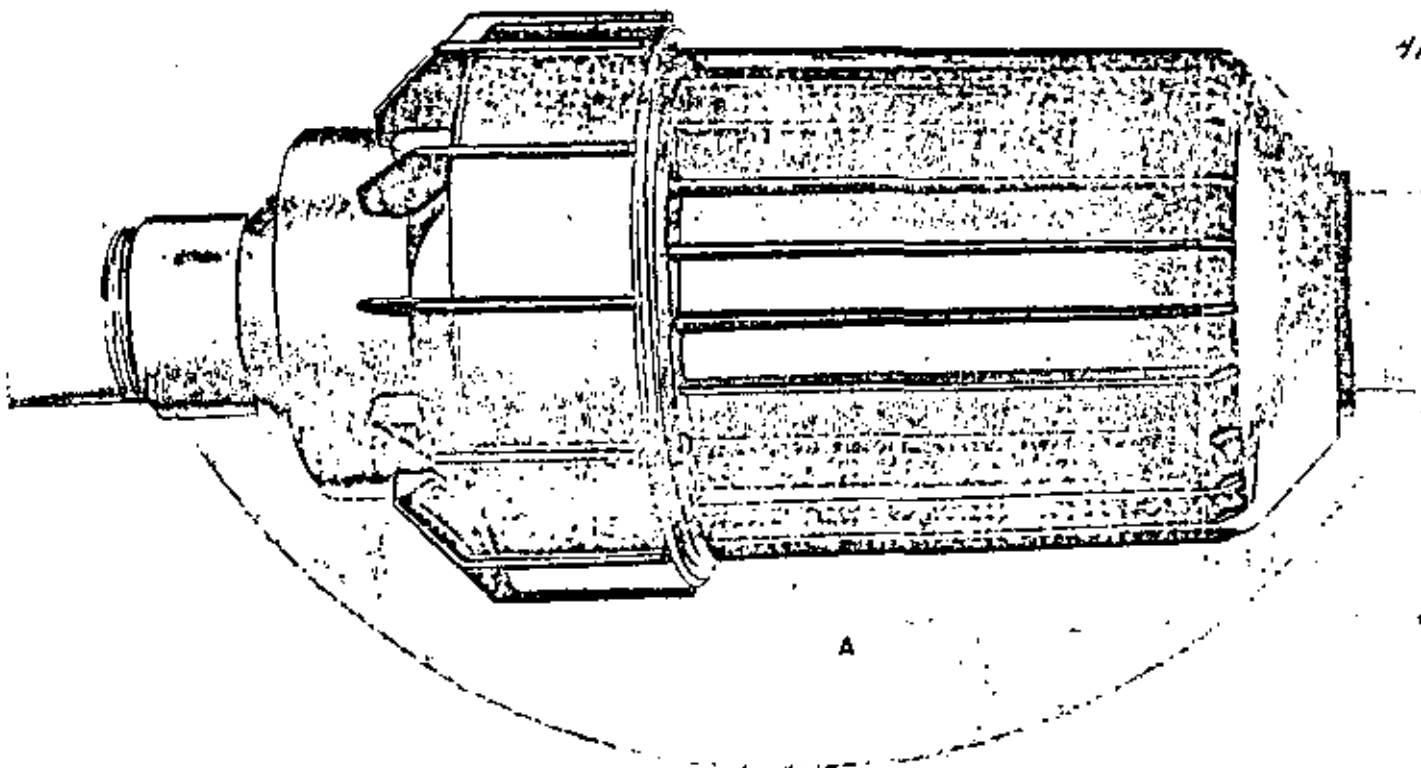


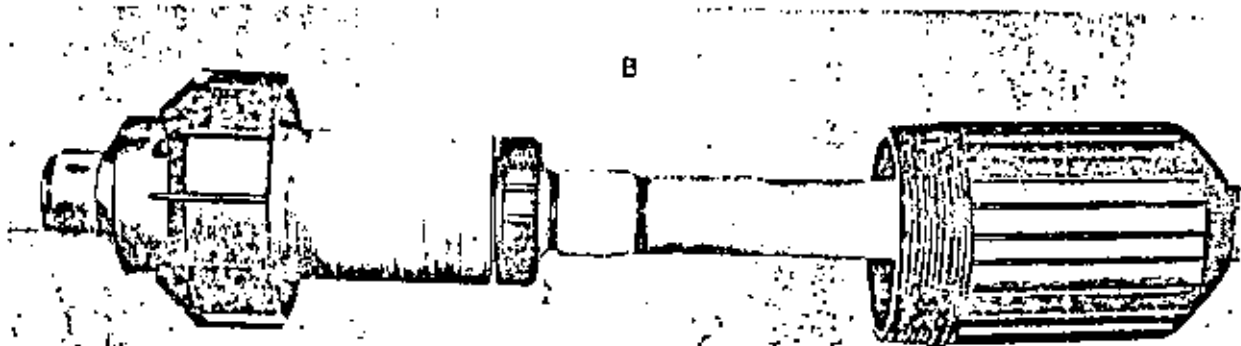
Figure 38



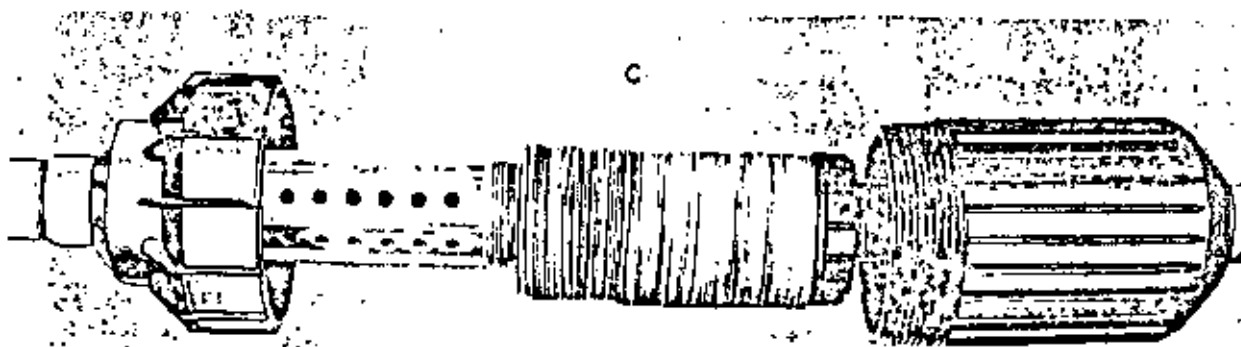
41c



A



B



C

Figura 39

ser individuales, como muestra el croquis de la figura 37. En ella, 1 es el cuerpo del filtro, 2 es el dispositivo en T de apertura y cierre de fácil manipulación, 3 soporte de alineación ajustable para adaptar el filtro a la tubería de alimentación y salida, 4 Tubo de alimentación o entrada de agua en el filtro, que sobresale del fondo para impedir que al limpiar los filtros, las impurezas que se desprendan penetren en la conducción de alimentación, 5 Llave de drenaje, 6 Dos o tres pisos de filtrado con elementos múltiples en un solo cuerpo, 7 los elementos son de fácil desplazamiento, 8 Juntas de asiento de los elementos filtrantes, 9 Dispositivos de protección de los elementos filtrantes, frente a excesiva presión en el cierre, 10 dispositivo de conexión al tanque de fertilización, 11 punto de colocación de manómetro diferencial para comprobar el estado de limpieza del filtro.

En las figuras 38 y 39 se muestran tipos de filtro en plástico. Del primero, al lado de dos tamaños de filtro, su sección y elementos filtrantes que pueden instalarse, A para remover arena, limo, algas, cascarilla de óxido y cieno. B para eliminar olores, cloro... etc. y C dos pisos de filtrado para conjuntar la acción de los anteriores e instalar en el tipo de filtro de mayor tamaño.

En la figura nº 39, se muestra tipo de filtro, de plástico inyectado alrededor de una estructura de tubo de acero, para instalar en una línea de conducción. Los elementos filtrantes son anillos superpuestos, creando un cuerpo cilíndrico de filtro, como se muestra en B de la figura y C. Este tipo de filtro permite fácil limpieza como se muestra en D.

Un filtro de este tipo instalado se da en la figura nº 40,

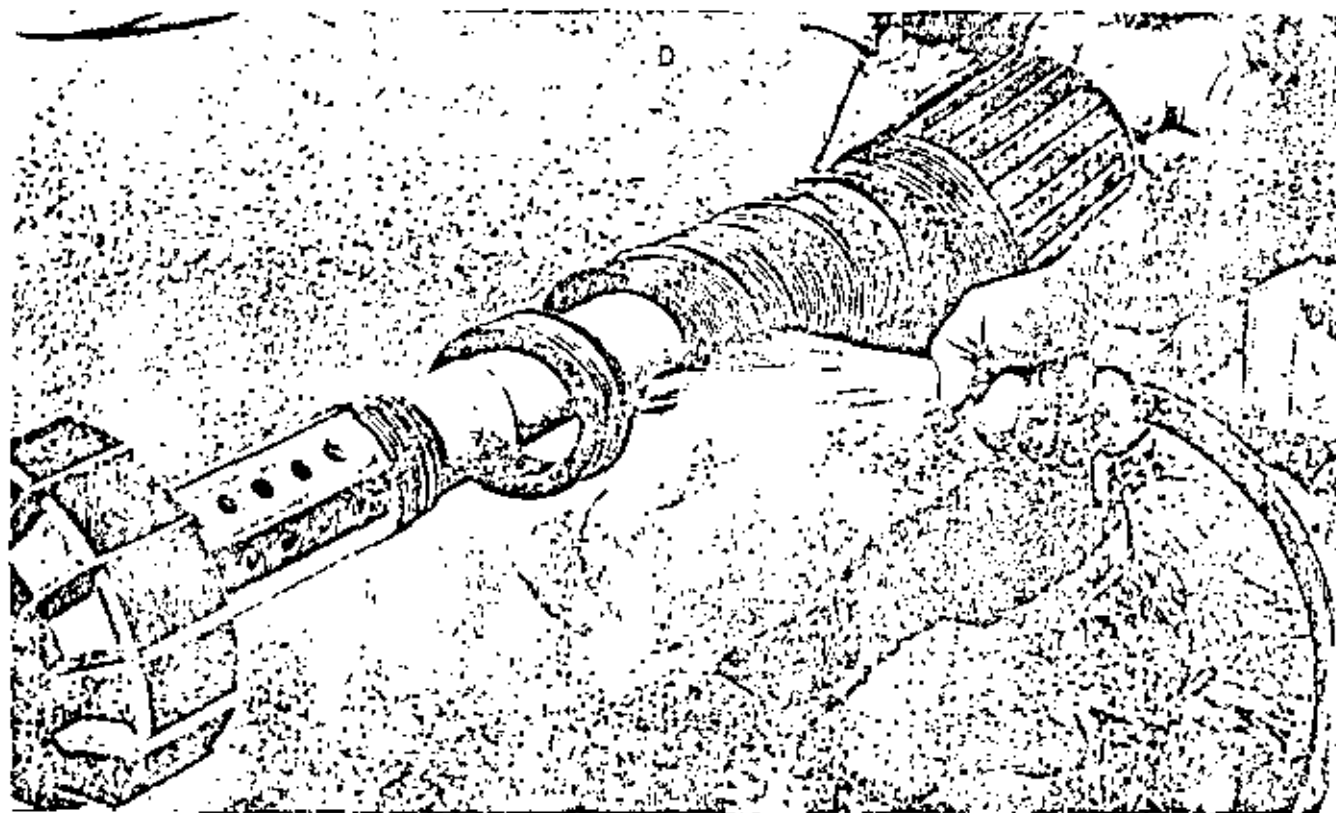


Figura 39

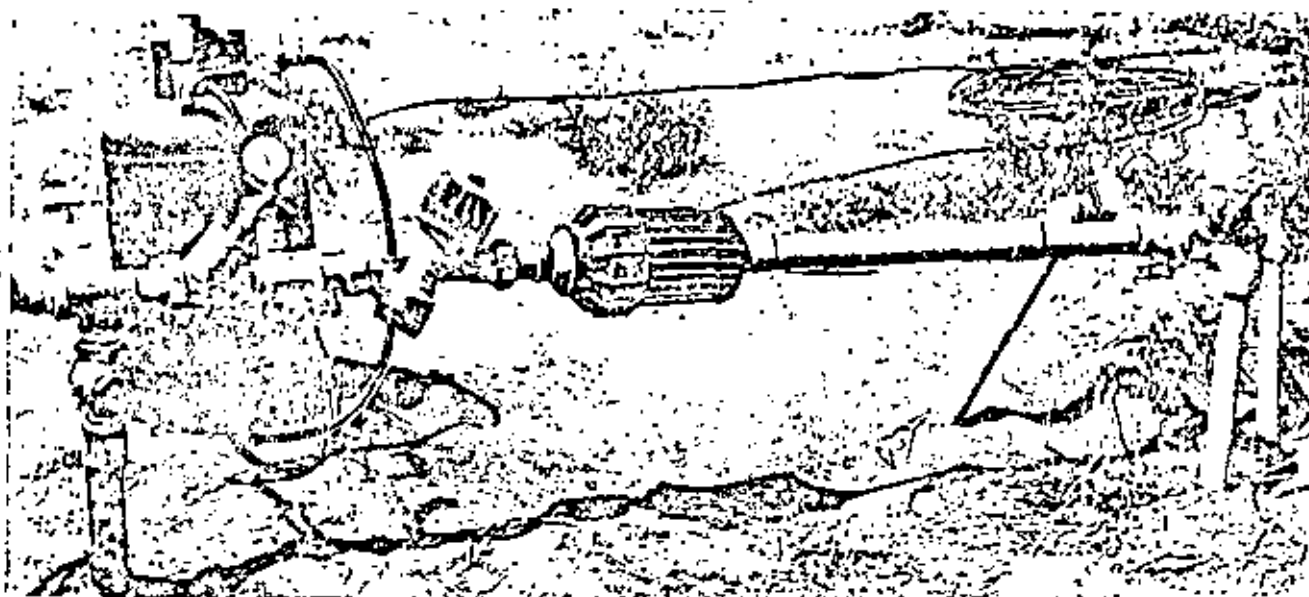
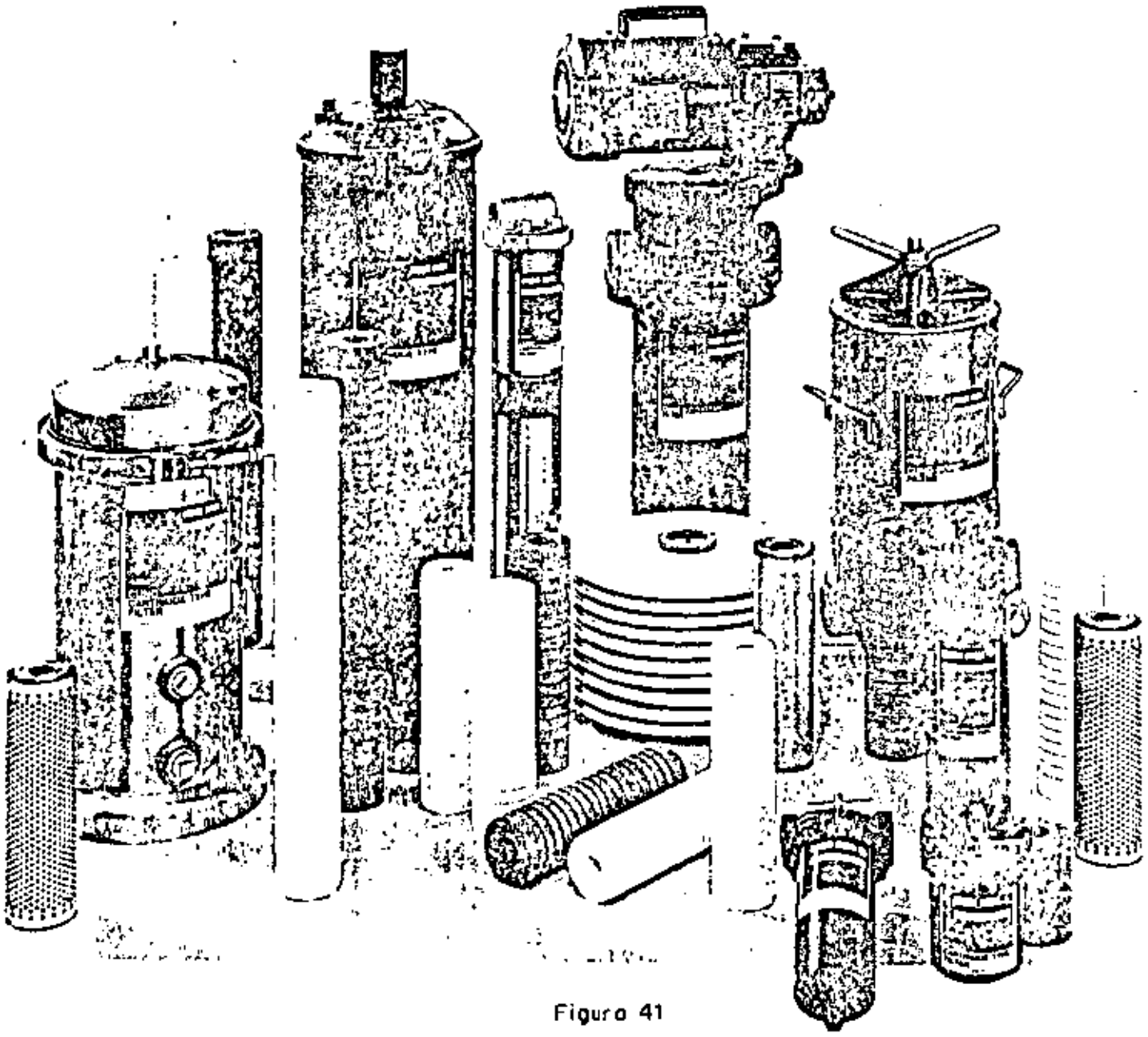


Figura 40



Figuro 41

42c

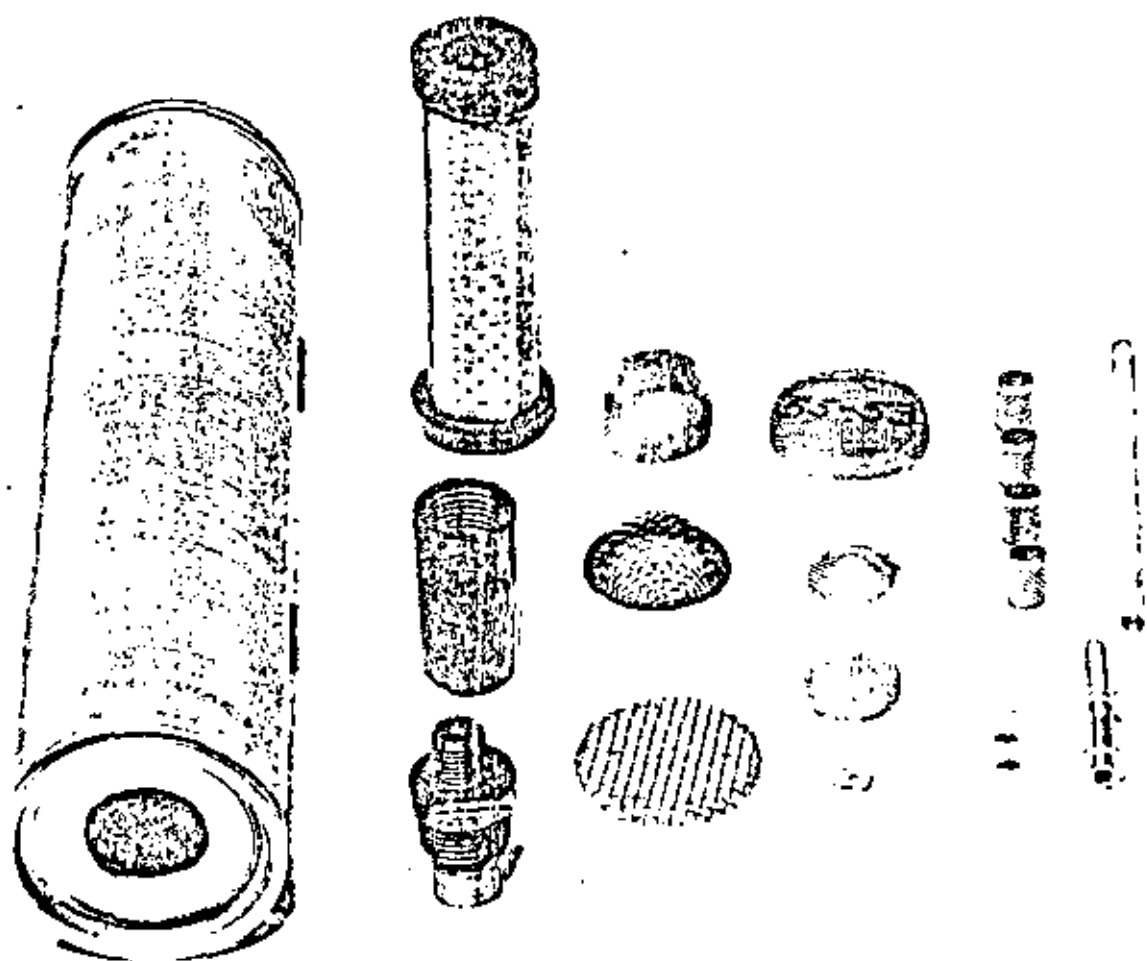
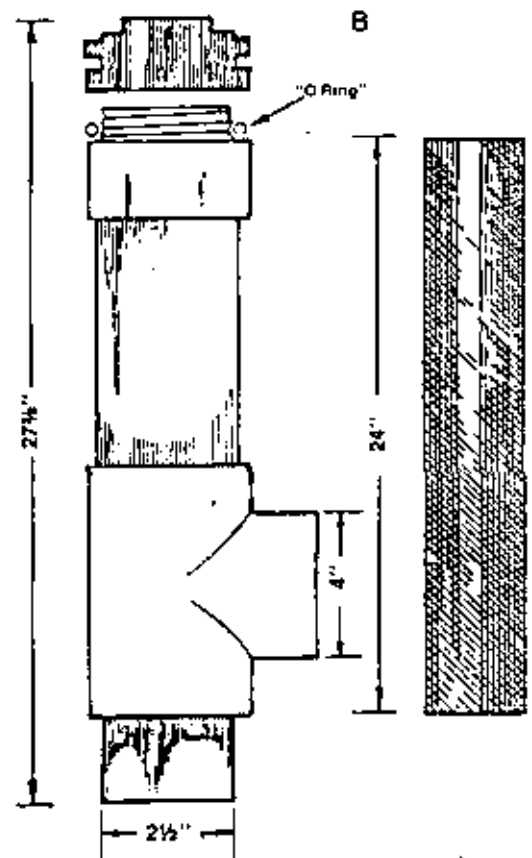
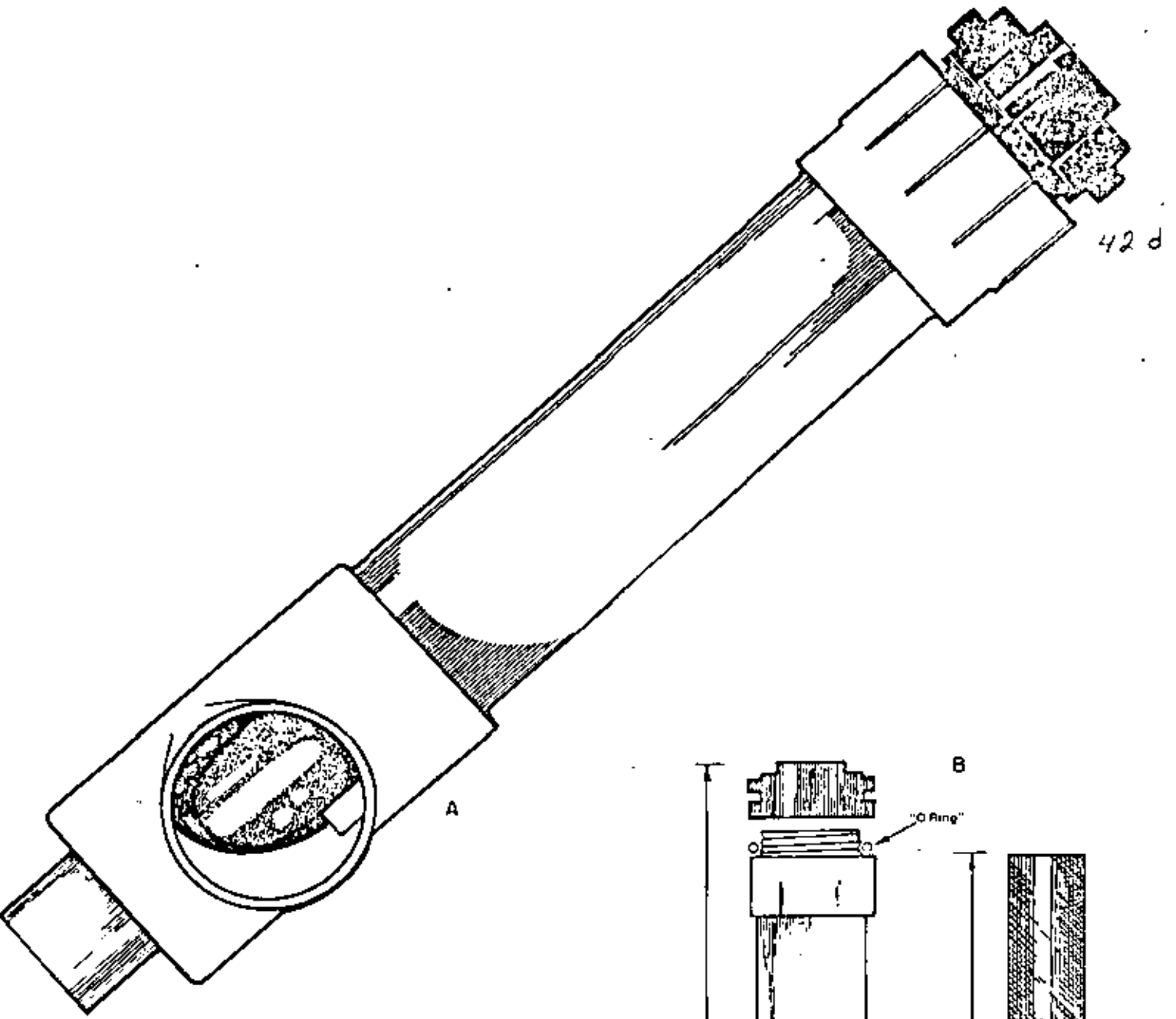


Figura 42



Figuro 43

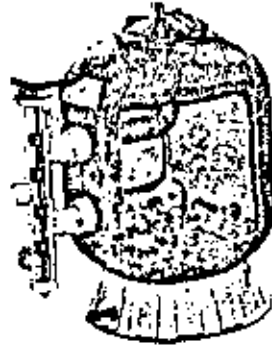
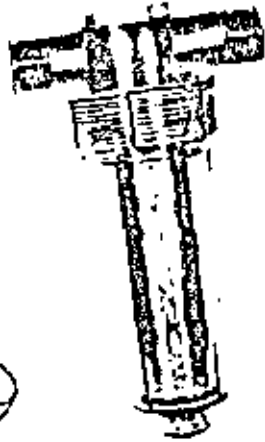


Figure 45



Figure 44

unido a un tanque de fertilización.

Como ampliación de lo expuesto anteriormente en relación con sistemas de filtrado y tipos de filtro, así como elementos filtrantes, damos las figuras siguientes:

Figura nº 41. Gama de filtros y elementos filtrantes, - para una amplia modalidad de utilización desde riegos a abastecimientos para uso humano. Tipos en tamaños y sistema de instalación, para adaptar en cabeza de línea o derivaciones en conducciones de riego.

Figura nº 42. Gama de elementos filtrantes y dispositivos, para filtros instalados en conducciones, que cubren desde filtrados ultra-finos a elementos gruesos. Estos elementos pueden ser instalados en las mismas conducciones o cabezas de ellas, adaptables a diversos cuerpos de filtro.

Figura nº 43. Filtro de P.V.C. para su instalación en tuberías o líneas de conducción de riego, de fácil instalación y limpieza, en base de elementos filtrantes de mallas. Esta figura en B muestra el elemento filtrante y dispositivos de acople, - incluso para derivar una línea a la salida del filtro.

Por último, en la figura nº 44, diversos tipos de filtro en plástico y en la figura nº 45, un sistema de filtrado para arena, con filtros de fibra de vidrio impregnados de poliéster de resina coloreada. Es de gran resistencia a condiciones de agua adversas y fácil instalación, así como limpieza.

Como podemos comprobar, el diseño de filtros para los sistemas de riego por goteo, está centrado en la adaptación de la amplia gama de los existentes para usos industriales y urbanos, --



con pequeñas rectificaciones e innovaciones para este fin, con la única salvedad de estar presidido su empleo por una fácil adaptación a la red de distribución de los sistemas de riego de este tipo.

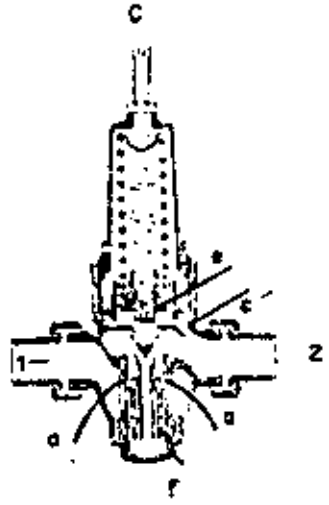
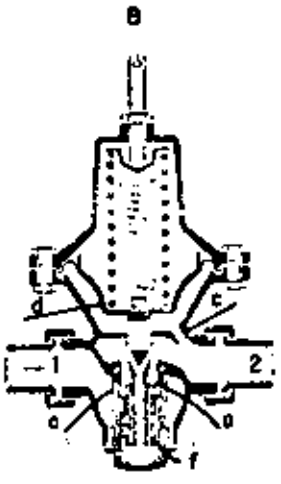
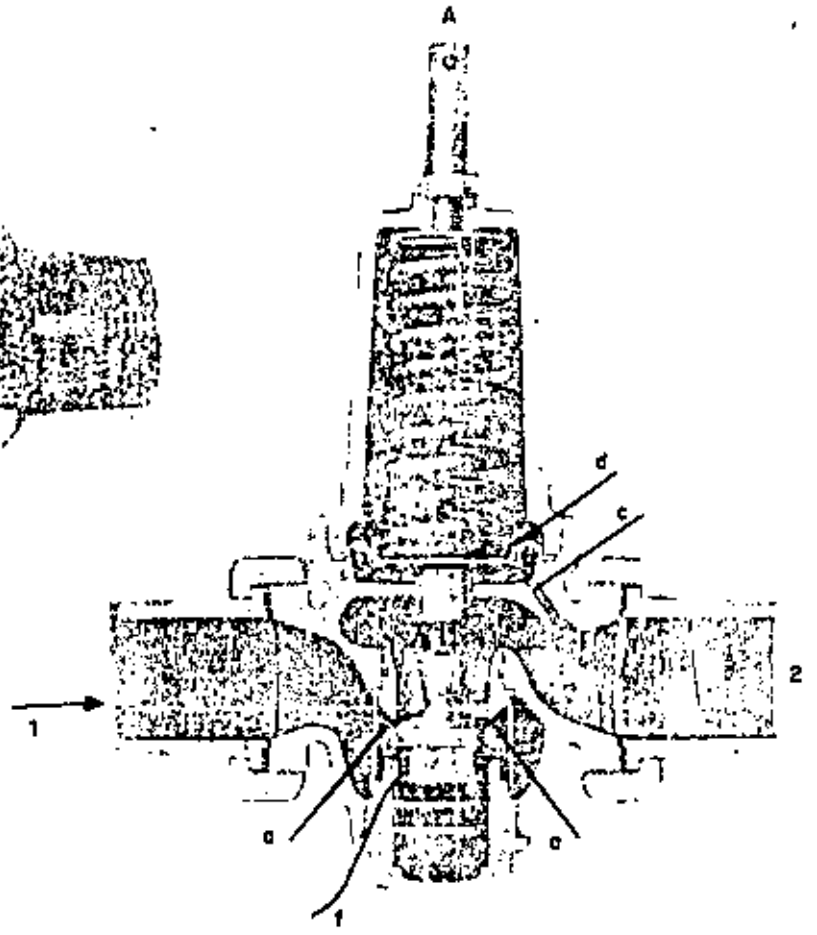
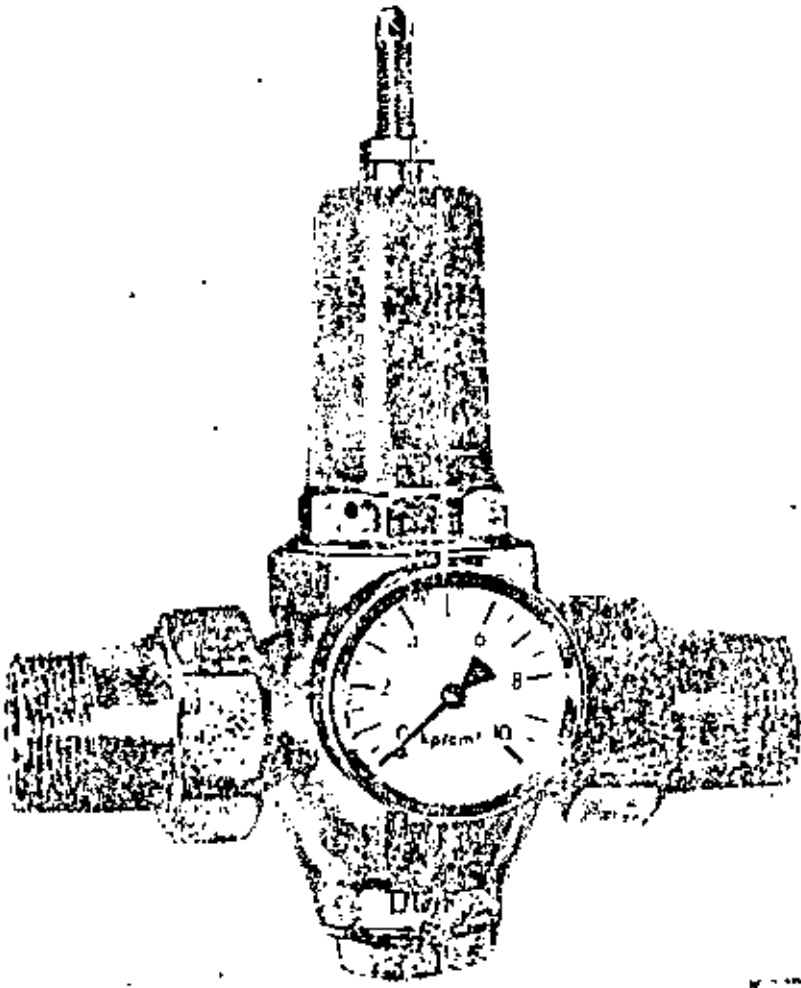
#### 6.4.- Reguladores de presión y moduladores de caudal.

Hemos podido comprobar a lo largo de lo expuesto en apartados anteriores, que el elemento base del riego de goteo, en relación con sus características de suministro o aplicación del agua al terreno, es el emisor o goteador considerado aisladamente y al mismo tiempo en relación con la conducción o ala de riego donde van instalados. Línea o ala de riego que en algunos tipos de riego por goteo descritos, constituye por la forma de suministro a lo largo de su tendido, un solo emisor o goteador de entrega continua.

Normalmente, estos emisores o goteadores, así como líneas o alas de riego de suministro continuo, funcionan con una presión de trabajo en salida, que oscila normalmente alrededor de  $1 \text{ kg./cm}^2$  y admite una oscilación en base de esta presión que en caso muy extremo no debe sobrepasarla en  $\pm 20\%$  de su valor nominal. Por tanto, oscilaciones o diferencias de presión entre extremos de una línea de goteo o ala de riego, o bien en la que sobrepasen presión nominal de trabajo del emisor o goteador, en  $0.2 \text{ kg./cm}^2$ , ó 2 mts., no son admisibles.

El margen de variación anterior conjuntado con la red de tendido normal en su sistema de goteo, con varias líneas o alas de riego, cuando no puntos de emplazamiento muy variables en distancia respecto a la cabeza de suministro del sistema, conduce a plantear el problema que si bien en ciertos casos, las válvulas de regula--

44a



Figuro 46

ción pueden cubrir o anular los excesos de presión mencionados, - en otros esta regulación no cubre variaciones de presión anormales que se presentan en la red por su trazado y en ocasiones su corrección por las válvulas de regulación, coloca en cavitación a éstas por cierre excesivo, precisando siempre esta manipulación - mano de obra y un conocimiento de las presiones nominales de trabajo en cabeza de cada ramal, así como sus variaciones acordes con las modalidades de suministro.

Por ello, para automatizar esta operación y tener la seguridad de funcionamiento del sistema en las condiciones de presión previstas en el diseño, base de un suministro correcto, existen dispositivos como reguladores de presión y moduladores de caudal que vamos a describir.

Son muchos y diversos los tipos de reguladores de presión y moduladores de caudal existentes en el mercado, pero todos están basados en las mismas premisas básicas. Los reguladores de presión consisten en una válvula automática, controlada por una válvula interior conectada a un diafragma o pistón, cuando no ambos. El diafragma es ayudado en un extremo de su desplazamiento por un muelle comprimido previamente, para que deje abierta la sección de paso. El dispositivo va colocado en la parte aguas abajo de la corriente en la válvula y cierra ésta cuando se alcanza la presión prevista, regulada por el muelle.

Una sección de estos reguladores se muestra en la figura nº 46. En ella, hay tres disposiciones de regulador el A, B y C, - los dos primeros de pistón y diafragma, el tercero de doble pistón. Su funcionamiento es como sigue:

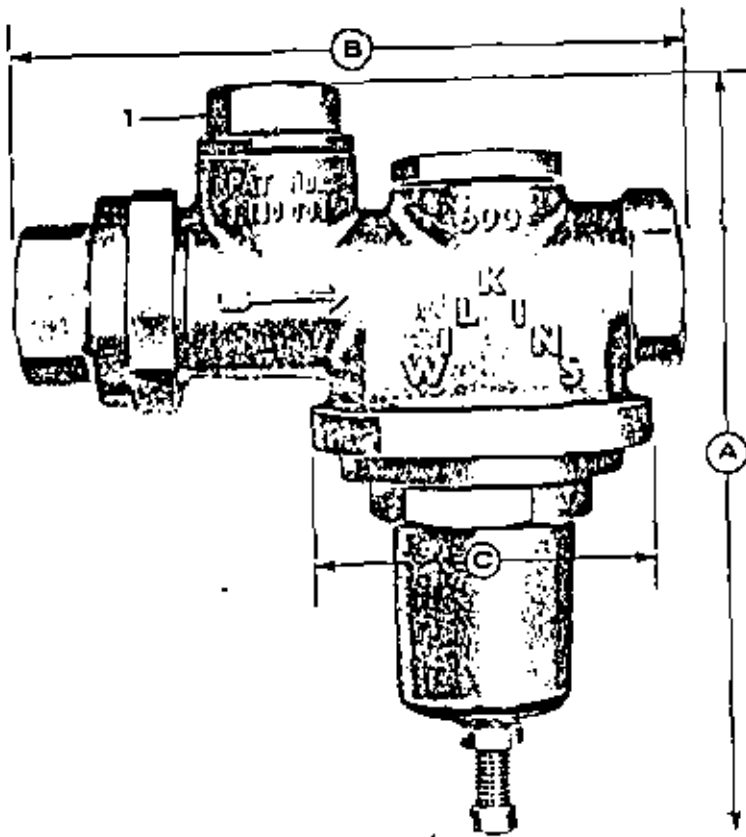


Figura 47

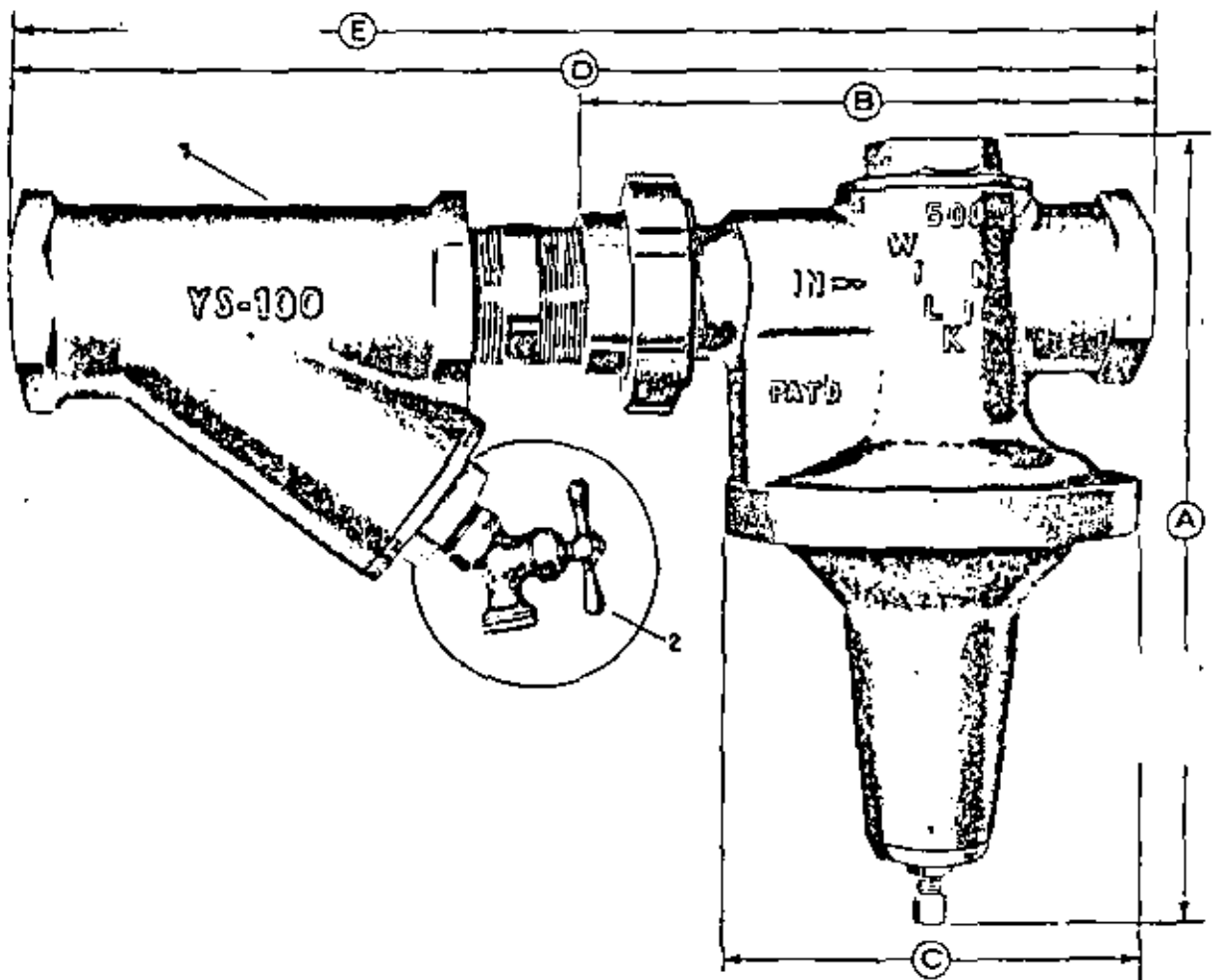


Figura 48

El agua entre en 1 por los tres dispositivos y pasa a través del espacio a a la salida del regulador 2. De esta parte aguas abajo de la conducción su presión se comunica por c a los diafrágmata d de A y B o pistón e de C, comprimiendo el muelle y al desplazar el embolo f unido al diafragma o pistón, cierra las aperturas de paso a consumiendo presión.

Modelos de estos reguladores se dan en las figuras - - nº 46, 47 y 48, el primero con manómetro instalado que permite - con diversos tipos de muelles y embolos las regulaciones de presión siguientes:

Regulador de la figura nº 46, de 25 kg./cm<sup>2</sup> a 1'2 kg./cm<sup>2</sup> y asimismo de 2 kg./cm<sup>2</sup> a 0'2 kg./cm<sup>2</sup>, según membrana instalada y muelle. Este tipo de regulador se construye en diámetros de conducciones  $\frac{1}{2}$ ",  $\frac{3}{4}$ ", 1" y 2".

Regulador de la figura nº 47, es de funcionamiento similar pero con elemento de filtro en 1. Permite según muelle, variaciones de presión.

Modelo 1 2'25 a 0'7 kg./cm<sup>2</sup>

Modelo 2 9'25 a 1'75 kg./cm<sup>2</sup>

Modelo 3 8'75 a 1'75 kg./cm<sup>2</sup>

construyéndose para conducciones  $\frac{1}{2}$ ",  $\frac{3}{4}$ ", 1", 1  $\frac{1}{4}$ " y 2".

Figura nº 48 es similar al de la figura nº 47, pero pro visto de filtro independiente en 1, con llave de limpieza 2.

Son elementos necesarios, en ocasiones sustituyendo, o - los reguladores anteriores válvulas de control, que a su vez pueden cerrarse o abrirse automáticamente, por dispositivo eléctrico o hidráulico.

De estas válvulas con sección de paso que impide problemas de cavitación, se muestran en la figura nº 49, una de accionamiento eléctrico y en la figura nº 50 en sección, otra de accionamiento hidráulico.

Es de uso también en sistemas de riego por goteo, reguladores de caudal o moduladores para el mismo fin, que sustituyen a los reguladores de presión y en ocasiones son elementos complementarios.

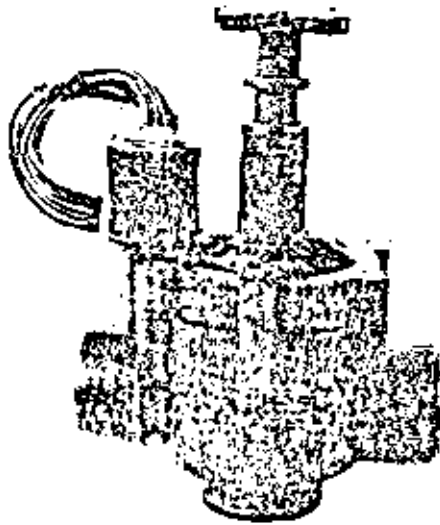
El fundamento de estos reguladores está basado en el principio de relación inversa entre el área de la sección transversal del orificio flexible y la línea de presión.

Estos reguladores son de fácil instalación en cabeza de las líneas de goteo o alas de riego, ya que se construyen en pasos de  $\varnothing$  3/4" y 1/2", y caudales de 0'30 m<sup>3</sup>/hora a 0'45 y 0'50 m<sup>3</sup>/hora. Asimismo, para caudales superiores en conducciones de mayor diámetro.

En la figura nº 51, se da un modulador de este tipo y su sección, en ella a es la sección de paso flexible, construida de una goma especial Buna-N, resistente a la corrosión, acción química y variaciones de temperatura superiores a 70° C.

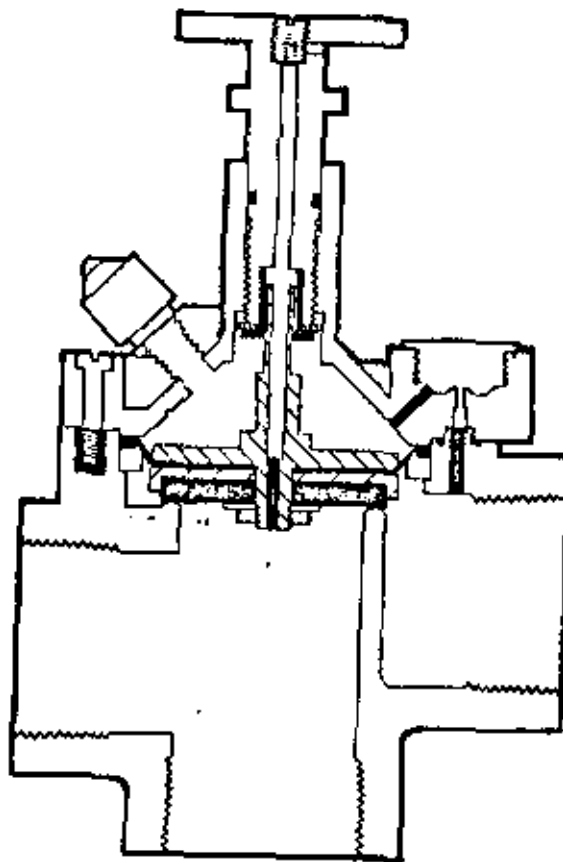
Estos orificios están diseñados para mantener descargas de caudal constantes entre 1 y 10 atmósferas. Asimismo, estos reguladores o moduladores pueden ser instalados en cualquier dirección horizontal, vertical o inclinada.

El funcionamiento del modulador se muestra en la figura nº 52, en la primera a, trabajando a baja presión en b con alta presión reduciendo la sección de paso. Estos moduladores hasta --



47a

Figuro 49



Figuro 50

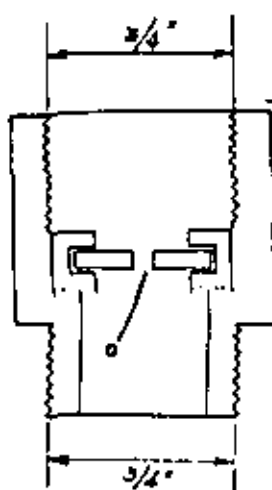
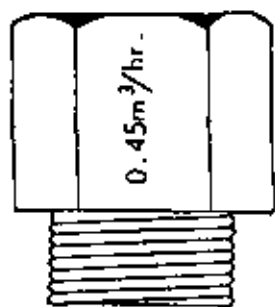


Figura 51

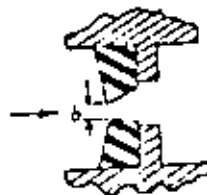
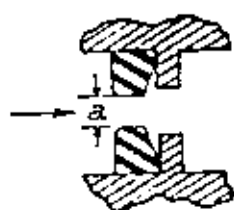


Figura 52



que no sobrepasa 1 kg./cm<sup>2</sup> de presión, permanece el orificio sin alterar.

#### 6.5.- Medidor y aforadores de caudal.

Como hemos podido comprobar en esta exposición sobre el sistema de riego por goteo, el control y aplicación correcta del agua necesaria es base del sistema y podemos decir más, condición indispensable para su empleo efectivo y económico. Con ello, dispositivos de medición y control del agua aplicada son indispensables y a este fin vamos a mostrar algunos de los existentes y su fundamento.

En primer lugar, la figura nº 53 muestra un medidor de caudal para riego por goteo, basado en el principio del tubo PITOT, que proporciona directamente el caudal que circula en galones por minuto ó l.p.m.

Estos medidores se insertan por A en la conducción, como se muestra en el croquis que acompaña a la figura nº 53 del medidor, por intermedio de abrazaderas B y una junta de cierre. Las dimensiones normales de este dispositivo se dan en el croquis, pudiendo variar ligeramente según diámetros de conducciones.

Estos medidores se construyen para conducciones de 1" a 4" y caudales de un mínimo de 10 l.p.m. a máximo de 2.000 litros - por minuto.

Las ventajas de este medidor podemos resumirlas como sigue:

a) Instantáneamente se tienen los caudales que circulan en líneas principales y derivadas.

b) Detecta cambios de caudal debidos a problemas de sumi-

poner de regulación el emisor, el 10% de la presión nominal de trabajo  $p$  kg./cm<sup>2</sup> no superior a 1 kg./cm<sup>2</sup>.

Por tanto, pérdida admisible  $\frac{10 \times p}{100}$  kg./cm<sup>2</sup>.

Con esta pérdida debe procederse al cálculo, de no existir ábacos de la pérdida en % de presión o energía l. mts., con arreglo al caudal  $q$  l./hora del emisor,  $b$  número de ellos con su separación y  $O$ / de la conducción  $d$  mts.

Con esta pérdida la longitud máxima es  $\frac{L \times 1}{100} = \frac{10 \times p}{100}$

que dá  $L$  mts. de línea de goteo con diámetro  $d$  y caudal total  $q \times b$  l./hora, que corresponde a un número total de emisores  $b$ , instalados en número de  $n_1$  ó  $n'_1$  por planta y separación acorde con el radio de humedecimiento.

2º caso: Puede ocurrir que con arreglo a las líneas de cultivo que deben atenderse con el sistema, la longitud de la línea de goteo o ala de riego  $L$  mts. este fijada.

En este caso, la longitud  $L$  comprende un número  $b$ , de emisores o goteadores, acordes con el producto del número de plantas  $N$  en la línea por  $n_1$  ó  $n'_1$  número de emisores o goteadores necesarios para atender la necesidad aislada de cada una de ellas.

Con este cálculo, disponemos de la longitud  $L$  mts. de línea de goteo o ala de riego a implantar, con un número total de emisores o goteadores  $b$ , su disposición o agrupación por planta  $n_1$  ó  $n'_1$  y caudal total  $q$  litros/hora =  $n_1 \times b$  ó  $n'_1 \times b$ .

Asimismo, con esta característica, horas necesarias según el diseño adoptado para el riego.

$\frac{24}{n_1}$  horas, 24 horas ó  $\frac{24 \times N \times A_2}{n'_1 \times q_1}$  horas, según las modalidades

dadas necesarias indicadas en el 2º Paso.

Con el dato de longitud de línea, tenemos una presión necesaria en cabeza de línea de goteo o ramal de riego, que incluye pérdidas por rozamientos en conducción y emisor o goteador, -- que normalmente es como máximo de  $(p + \frac{10p}{100})$  kg./cm<sup>2</sup>, siendo p la presión nominal de trabajo del emisor. Esta presión total no debe superarse de no disponer de modulador de caudal en cabeza, la línea o ala de riego.

4º Paso: El cálculo anterior nos conduce a una presión máxima en cabeza de línea de goteo o ala de riego.

$p_1$  kg./cm<sup>2</sup> =  $p + \frac{10p}{100}$ , si no se dispone de regulación de presión en emisores o goteadores.

O bien que la línea admita oscilaciones sobre la presión anterior que alcanzan  $p_2$  kg./cm<sup>2</sup> >  $p_1$  kg./cm<sup>2</sup>, por disponer de reguladores en cabeza de línea de goteo o disponer el emisor o goteador de regulación.

Vimos que si la superficie que debe atenderse es de --  
5 Has., como el caudal por Ha. es  $Q_1 = N \times \frac{aF n A_2}{24}$  litros/Ha. hora,  
el total Q será:

$$Q = S \times \frac{N \times aF n A_2}{24} \text{ litros/hora.}$$

N = número de plantas por Ha.

S = superficie en Ha. de la zona o explotación.

Si el tipo de línea de goteo o ala de riego elegida arroja un caudal de q litros/hora

Se precisan  $\frac{Q}{q} = B$  líneas de goteo o alas de riego.

Ahora bien, con arreglo a los diámetros de conducciones --

j) Panorámica de aplicación del riego por goteo, en cultivos de plantas ornamentales y creación de masas forestales, así como en defensa y ornamentación de taludes de carreteras.

k) Progresos alcanzados por el sistema de riego por goteo y su correlación con los cultivos y áreas climáticas donde se ha establecido.

Con arreglo a la programación anterior, el número de trabajos presentados ha sido en total de 94, distribuidos en relación con los campos delimitados para el desarrollo del Congreso, como sigue:

a) Aspectos hidráulicos .....	8
b) Respuestas del sistema radicular .....	4
c) Aspectos físicos del terreno .....	8
d) Incidencia del goteo en riego con aguas salinas	10
e) Problemas de obturación .....	4
f) Problemas de filtrado y mecanismos .....	6
g) Incidencia en los programas de fertilización .	7
h) Control y vigilancia del funcionamiento del -- sistema, en relación con el uso del agua .....	7
i) Respuesta de cultivos al riego por goteo .....	15
j) Empleo del riego por goteo en plantas ornamentales y forestales .....	3
k) Progresos alcanzados por el riego de goteo y - comparación con otros sistemas .....	7
l) Aspectos generales del riego por goteo, e innovaciones .....	11
m) Riegos subterráneos y su conexión con el riego por goteo .....	4

Las conclusiones obtenidas del desarrollo del Programa, en relación con los trabajos presentados, se han centrado en los

aspectos siguientes:

a) Que nos encontramos en una etapa de transición a un concepto moderno del riego, en la que tecnificación y modernización de los sistemas para su aplicación, son base para lograr con su empleo, incrementos de producción agrícola, acordes con su demanda mundial. Estando en esta etapa en plano primordial, el riego por goteo.

b) Que la conjunción en el perfeccionamiento y tecnificación del riego, de las actividades agrícola e industrial, la primera como elemento operativo y la segunda como innovadora, -- así como suministradora de los dispositivos y elementos necesarios, es elemento o premisa básica.

c) Que la enseñanza profesional y técnica en los diversos niveles que intervienen en el regadío, así como la investigación en este campo, no solo acusan un gran incremento sino que debe constituir en muchos países base de la tecnificación y modernización económica de sus regadíos.

d) Que en el marco de las conclusiones anteriores, el riego por goteo tiene conectado su desarrollo y expansión paralelo al de ellas, colocándose su empleo en plano primordial dentro de las posibles modificaciones y tecnificaciones que admite la -- mejora productiva, así como económica de los regadíos.

e) Que una aplicación efectiva y económica del riego -- por goteo y en forma más acusada que para otros sistemas, requiere un desarrollo e impulso máximo de estudios y experiencias de los parámetros físicos e hidrodinámicos del suelo y en especial de su conductividad hidráulica frente al riego.

f) Que el desarrollo de estudios y experiencias sobre -- pérdidas de energía en ramales de riego por goteo con pequeños caudales, diámetros y salidas múltiples a lo largo de ellos, es base de diseños acertados, así como eficientes de los sistemas de riego por goteo.

g) Que el estudio y análisis de los dispositivos de regulación de presión y modulación de caudal, que exigen las instalaciones de goteo y el de su emplazamiento en la red, para hacer económico su empleo, es línea de acción básica.

h) Que el análisis económico de la incidencia del riego por goteo en los cultivos que se implanta, en relación con su respuesta vegetativa y productiva, así como el control que a lo largo de su desarrollo requiere el funcionamiento del sistema, es uno de los factores que señala su campo de aplicación.

9.- Temas de estudio que plantea el desarrollo y aplicación del riego por goteo en nuestra agricultura.

Cierro esta charla que ha pretendido dar una información sobre los fundamentos del riego por goteo, así como dispositivos y elementos que integran el sistema, unido a la situación actual que presenta su empleo, destacando el interés así como perspectivas -- que éste presenta para nuestra agricultura de regadío. Asimismo, -- que en relación con este fin abrir el coloquio que seguirá, destacando como temas que a mi juicio pueden regir su desarrollo y cotejar opiniones y dictámenes, los siguientes:

a) Dentro del ámbito o demarcación en que se desenvuelve la actividad profesional de los asistentes, en el ámbito del riego, qué perspectivas de aplicación o problemas presenta la implantación del riego por goteo.

b) Si la preparación o tecnificación del agricultor y de

la profesión agrícola, es factor que puede incidir en forma acusada sobre el diseño acertado de un sistema de riego por goteo y de la aplicación correcta así como económica del mismo.

c) Si dentro de las diversas zonas que integran el conjunto de nuestros regadíos, puede ser factor limitante o expansivo del riego por goteo, los aspectos culturales y de suelo.

d) Que incidencia puede tener el empleo o aplicación del riego por goteo, en la planificación y diseño de nuevos regadíos en relación con el trazado de sus redes de conducción y tipo de empleo a este fin. Como asimismo, qué problemas plantea su aplicación en los regadíos ya establecidos, en relación con los sistemas de suministro de agua que en ellos existen.

e) Presenta nuestra industria de material de riegos y de conducciones, en base del desarrollo petroquímico actual, panorama claro de facilidad de suministro en número, calidad y precio de los elementos que integran un sistema de riego por goteo, para que su implantación, conservación y funcionamiento sea económica.

Pienso quizás con optimismo, que en el coloquio que propugno puede estar una base firme para sentar premisas sólidas, no solo para el posible impulso y desarrollo del riego por goteo en nuestros regadíos, sino para lograr el perfeccionamiento y empleo económico del regadío en general.

Finalmente termino indicando, que en esta charla han quedado muchas lagunas sin cubrir, en relación con la esencia y fundamento del riego por goteo, así como sobre los elementos y dispositivos que integran el sistema, unido a normas y factores --

que deben regir su diseño e implantación. Por ello, el coloquio -  
pueda tener como objetivo básico, independiente de los anteriores,  
cubrir estas ausencias o lagunas.

Madrid, 19 de Diciembre de 1974.





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
-facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

DISEÑO DE UNA INSTALACION DE RIEGO "PIVOT" BASADO EN LAS  
CARACTERISTICAS DE ADMISION DE AGUA POR EL SUELO

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980



## I N D I C E

Página

DISEÑO DE UNA INSTALACION DE RIEGO "PIVOT", BASADO EN LAS CARACTERISTICAS DE ADMISION DE AGUA POR EL SUELO .....	5
PROCEDIMIENTO DE DISEÑO .....	6
DOSIS O VOLUMEN DE AGUA NECESARIA .....	6
Unidades de accionamiento eléctrico .....	8
Unidades de accionamiento hidráulico .....	8
ALTURA DE AGUA APLICADA POR REVOLUCION .....	9
TIEMPO NECESARIO PARA UNA REVOLUCION DEL SISTEMA .	10
RESUMEN DE LOS APARTADOS ANTERIORES .....	11
ANALISIS HIDRAULICO DE LOS ASPERSORES Y SU DISPOSICION A LO LARGO DE LA LINEA O ALA DE RIEGO .....	11
Primer caso .....	12
Segundo caso .....	16
Cálculo de la superficie de acción de cada aspersor y caudal de aportación .....	17
RESUMEN DEL CALCULO DE LOS ASPERSORES Y SEPARACION EN LA LINEA O ALA DE RIEGO, CON CONSTANCIA EN EL RADIO DE ALCANCE EN ELLOS Y ASPERSOR SECTORIAL EN SU EXTREMO FINAL .....	21
Comprobación de la teoría anterior .....	23
Características de los aspersores y caudales, con radios de alcance variables .....	25
Resumen sobre la aplicación de la teoría anterior	32
ESTUDIO HIDRAULICO DE LA UNIDAD "PIVOT", EN RELACION CON LA PERMEABILIDAD O DOSIS DE INFILTRACION DEL SUELO PARA NO PRODUCIR ENCHARCAMIENTO .....	45

Página

Posibilidad de utilizar la Unidad "PIVOT" para regar dos campos que confrontan .....	50
Norma a seguir en la utilización de la Unidad "PIVOT" en dos zonas .....	54
Aplicación de lo anterior en el caso de implantar en cada zona distintos cultivos .....	57
Cálculo de las características hidráulicas de una Unidad "PIVOT" .....	58
APLICACION DE LA NORMATIVA EXPUESTA EN ESTE TRABAJO PARA EL CALCULO DE UNA UNIDAD "PIVOT"	71

DISEÑO DE UNA INSTALACION DE RIEGO "PIVOT", BASADO  
EN LAS CARACTERISTICAS DE ADMISION  
DE AGUA POR EL SUELO

---

El sistema de riego PIVOT ha incrementado en estos últimos años su popularidad de empleo, ante el considerable ahorro de mano de obra que brinda. Sin embargo, no se ha destacado la utilidad que al lado de la anterior presenta, para poder adaptar su pluviometría con pequeño margen de variación, a la admisión que posee el suelo para el agua.

En muchos sistemas de riego PIVOT, su extremo final proporciona un promedio de pluviometría muy superior a la que admite el suelo donde se aplica. Sin embargo, se están empleando sin excesiva escorrentía, haciéndolos trabajar a alta velocidad y pequeñas aplicaciones de agua por revolución.

Al incrementar la velocidad de giro, la rama lateral de riego del PIVOT, pasa sobre un punto antes de que el límite de admisión del agua por el suelo se sobrepase.

Pues bien, vamos a exponer un método que permite diseñar un sistema de riego PIVOT, adaptado al suelo y cultivo que debe atender, sin que presente escorrentía.

Al mismo tiempo sirve esta exposición, para describir el fundamento y esencia del sistema, con las normas generales que exige su diseño e instalación.



## PROCEDIMIENTO DE DISEÑO:

Son tres los elementos que rigen el diseño de un riego PIVOT. Estos tres elementos son:

- a) Las características de admisión de agua por el suelo.
- b) Necesidades en agua de los cultivos que se van a regar.
- c) El sistema PIVOT que se va a emplear en relación con sus características hidráulicas y de trabajo.

Son muchas las variaciones que presentan los diversos sistemas PIVOT existentes en el mercado, propias de la casa constructora. Estas variaciones se resumen como sigue:

- a) Separación de los aspersores a lo largo de la línea lateral de riego del sistema.
- b) Tamaño del aspersor.
- c) Presión necesaria para el accionamiento del PIVOT.
- d) Diámetro de la tubería para lograr una uniformidad pluviométrica a lo largo de la línea de riego.
- e) Capacidad del sistema.

## DOSIS O VOLUMEN DE AGUA NECESARIA:

La dosis o volumen de agua que debe proporcionar la unidad de riego PIVOT, es función del tipo de desarrollo del cultivo o cultivos que han de regarse y del clima que impera.

Como datos orientativos se dan los cuadros 1 y 2 de consumos diarios de agua en el mes de mayor demanda, normalmente julio, para cultivos básicos según clima. Asimismo, los rendimientos que según clima se obtienen en la aplicación del agua por este sistema de riego, similares a los que se alcanzan con riego por aspersión. Por otro lado, los datos de consumos consuntivos antes mencionados, son comunes para cualquier sistema de riego.

Asimismo, en el cuadro nº 3 se da, la profundidad - que alcanza en suelo de perfil uniforme, el desarrollo radicular, de cultivos básicos. En el cuadro nº 4, se da para - suelos de texturas ligeras, media y fuerte o pesada, la capacidad de almacenamiento media en cm. por m. de profundidad, con humedad residual del 50 y 67% de la capacidad máxima de almacenamiento. Estos datos, como los anteriores, son comunes para el diseño de cualquier sistema de riego.

Con ello, la dosis o volumen de agua por unidad de - tiempo que debe proporcionar el PIVOT, se calcula como sigue:

Si P es el consumo diario de agua cm/día, para el - cultivo o cultivos implantados según el clima cuadro nº 1.

S la superficie de riego en Has., que se deba atender con el sistema.

E el rendimiento de riego cuadro nº 2 según clima.

El caudal Q en litros por minuto necesario es:

$$Q = \frac{100 \times P \times S \times 1000}{E \times 1440} = 69,44 \times \frac{P \times S}{E} \text{ litros por minuto} \quad (1)$$

La ecuación está en base de proporcionar el PIVOT - caudal unitario Q para aplicar la altura de agua P necesaria en 1 revolución, y a ser posible tardando 24 horas en dar la vuelta.

Con la ecuación (1) mencionada, se han confeccionado los cuadros núms. 5, 6, 7 y 8 para los rendimientos según - clima del cuadro nº 2, 80%, 75%, 70% y 65% respectivamente.

Estos cuadros cubren alturas de agua por riego de 0 a 3,55 cm. y consumos diarios del cultivo 3,8 mm., 5,08 mm., 6,35 mm., 7,62 mm. y 8,79 mm/día.

El manejo de estos cuadros es como sigue:

Se piensa instalar un riego PIVOT de L m. de radio, cubriendo una superficie circular de S Ha. Esta superficie - es la que riega la unidad, teniendo en cuenta para el cálculo de su radio, las normas siguientes:



Normalmente las unidades de riego PIVOT comerciales, tienen las dos modalidades de accionamiento siguientes:

a) Unidades de accionamiento eléctrico

Distancia del centro del PIVOT a la primera torre - 38,42 m.

Distancia entre torres 38,20 m.

Distancia de la última torre al extremo del tubo donde va instalado el último aspersor 13,24 m.

Radio del aspersor final de máximo alcance 27 m.

Radio del aspersor final tipo cañón 37,5 m.

Por tanto, si la longitud del radio de la zona de riego es de  $L$  m., el del PIVOT será:

$L - 27$  m. sin cañón/final

$L - 37,5$  m. con cañón/final

Estas longitudes tienen que dar:

$L - 27 = 38,42 + (n-1) \times 38,20 + 13,24$  y  $n$  tiene que ser un número entero, ya que es el número de torres del PIVOT.

Si así no resulta, se ajusta con el tipo de aspersor a utilizar en el extremo final y sus radios de alcance. Radios máximos de 27 m. para aspersor normal de gran alcance y 37,5 m. para aspersor tipo cañón gigante. En este último caso,  $L - 37,5 = 38,42 + (n-1) 38,20 + 13,24$ .

b) Unidades de accionamiento hidráulico

La misma normativa anterior, con la única salvedad de que las distancias del centro del PIVOT a la primera torre y entre torres, así como la longitud del extremo final son:

Distancia del centro del PIVOT a la primera torre - 20,348 m.

Distancia entre torres 29,617 m.

Distancia de la última torre al extremo final del tubo donde va instalado el último aspersor 13,66 m.

La fórmula es:

$L - (27 \text{ ó } 37,5) = 20,348 + (n-1) \quad 29,617 + 13,66$  -  
realizando el ajuste del PIVOT para que n sea entero.

Aclaremos lo anterior con el ejemplo siguiente:

El riego PIVOT cuya instalación se proyecta es para un consumo diario de agua, según cultivo y clima que se obtiene del cuadro nº 1. Este consumo debe ser calculado para varios cultivos, teniendo en cuenta el de mayor demanda.

Este consumo son P cm/día ó P × 10 mm/día.

La superficie de riego son S Ha. y el rendimiento del riego según clima E% del cuadro nº 2.

La dosis o dotación en litros por minuto que debe proporcionar el PIVOT es:

$$Q = 69,44 \times \frac{P \times S}{E}$$

#### ALTURA DE AGUA APLICADA POR REVOLUCION

La altura media de agua aplicada por el PIVOT por revolución depende como es lógico, de su velocidad de giro, siempre que el caudal de suministro se mantenga constante.

Por tanto, la altura de agua aplicada por revolución, se calcula como sigue:

Si  $D_t$  es la altura de agua total aplicada en cm. de altura.

$D_n$  la altura neta, siendo  $D_n = D_t \times E$  y E el rendimiento según clima.

H las horas que tarda el sistema para dar una vuelta completa.

P el consumo diario en cm/día.

El consumo horario es  $\frac{P}{24}$  cm/hora y 1 vuelta debe proporcionar  $\frac{HP}{24}$  cm., como el rendimiento es E la altura total de agua aplicada es  $\frac{HP}{24 E} = D_t$  y la altura neta  $D_n = \frac{HP}{24}$ , por tanto  $\frac{D_n}{E} = D_t$  y  $D_n = D_t \times E = \frac{PH}{24}$  (2).

Con esta fórmula (2), en los mismos cuadros antes indicados 5, 6, 7 y 8, según horas H por revolución y consumo diario P en cm/día, se tiene la altura  $D_n$  aplicada según rendimiento.

#### TIEMPO NECESARIO PARA UNA REVOLUCION DEL SISTEMA

El tiempo necesario para dar una revolución el sistema, depende de la velocidad de desplazamiento de la última torre, así como de su distancia al centro del PIVOT.

La distancia de la última torre al centro de giro del PIVOT se determina como sigue:

##### a) PIVOT de accionamiento eléctrico

Radio del centro a la última torre siendo n = número de torres.

$$R = 38,42 + (n-1) \times 38,20$$

##### b) PIVOT de accionamiento hidráulico

Radio del centro a la última torre, siendo n = número de torres.

$$R = 20,348 + (n-1) \times 29,617$$

Recorrido de la última torre  $2 n R$  m.

v = velocidad de avance de la última torre en m. por minuto según sistema.

$$H = \text{horas en dar una revolución} = \frac{2 \pi R}{v \times 60}$$

Con esta fórmula se ha confeccionado el cuadro nº 9, que proporciona según v y R, velocidad y radio de la última torre, el tiempo en horas para dar una revolución. Asimismo según v y H horas en dar una revolución, el radio R.

## RESUMEN DE LOS APARTADOS ANTERIORES

Como ampliación del último de los apartados anteriores y a título orientativo, se indica que la velocidad media de avance de la última torre es:

- a) PIVOT hidráulico 4 golpes de pistón por minuto es de 0,60 m/minuto y un mínimo de velocidad media - de 0,23 m/minuto.

Las velocidades anteriores con radio de la última torre 300 m. y 120 m., respectivamente.

- b) PIVOT eléctrico.

Velocidad media de la torre final es de 1,6 m/minuto y un mínimo de velocidad media de 0,13 m/minuto, con radios de la última torre, próximo a - 76 m.

Los datos anteriores de velocidad son medios, de aparatos comerciales. Estos aparatos pueden tener dentro de estos límites, variación de sus velocidades.

## ANALISIS HIDRAULICO DE LOS ASPERSORES Y SU DISPOSICION A LO LARGO DE LA LINEA O ALA DE RIEGO

La Unidad PIVOT está constituida por una línea o ala de riego, que sustenta una serie de aspersores implantados a unas separaciones o distancias, que normalmente son el radio de su chorro. Con ello se logra atenuar la acción del viento y aplicar una intensidad pluviométrica media horaria, suma de los dos aspersores.

Ahora bien, como el funcionamiento de la Unidad, se realiza girando alrededor de un punto y cubriendo una superficie circular, cada aspersor a medida que su distancia al punto de giro es mayor, cubre mayor superficie, precisando aportar mayor caudal unitario y, paralelamente sobrepasando ciertas aportaciones, exigiendo mayor radio de alcance.

Todo aspersor tiene para un radio de alcance del chorro, limitado el margen de caudales que puede aportar con él. Variando  $\theta$  de la boquilla y presión en ella. Por tanto, cuan

do el PIVOT tiene longitud de ala de riego amplia, exige que por grupos los aspersores tengan distinto radio de alcance.

Vamos a explicar el cálculo de los aspersores con las premisas anteriores, por lo que se refiere a caudal que deben proporcionar y separación con que deben implantarse a lo largo de la línea o ala de riego.

Dos casos se presentan: que el radio de alcance de los aspersores a lo largo de la línea o ala de riego sea constante y que varíe.

Tenemos la figura 1<sup>a</sup>, que muestra  $n$  aspersores de radio de alcance  $r_a$ , instalados a lo largo de la línea o ala de riego.

### Primer caso

Los aspersores son del 1 a  $n-1$  de radio de alcance  $r_a$  constante y el  $n$  de tipo sectorial, con dos boquillas opuestas y de mayor radio de alcance  $r_b$  la boquilla principal y el de la pequeña el menor de radio de alcance  $r_a$ , que es el del aspersor que le precede, para sumar su lluvia con la de éste.

Con la disposición mencionada que muestra la figura nº 1, el PIVOT cubre una zona de riego de radio  $R = (0-1) + (n-1) r_a + r_b$  cubriendo los aspersores las superficies siguientes:

Aspersor nº 1, un círculo de radio  $(0-2)$ , en el que una superficie, la rayada de la figura de radio  $(0-1)$ , riega 2 veces y el resto una vez.

Aspersor nº 2, una corona circular de radio medio  $(0-2)$  y ancho  $2r_a$ , que riega una vez, pero que a su vez el espacio  $(1-2)$  ha sido regado ya por el aspersor 1 y, por tanto, se riega 2 veces.

Aspersor nº 3, una corona circular de radio medio  $(0-3)$  y ancho  $2r_a$  que riega una vez, pero como en el caso  $an$

terior, el espacio (2-3) ha sido regado por el aspersor nº 2 y por tanto se riega dos veces.

Aspersor nº (n-1). Una corona circular de radio medio  $(0-(n-1))$  y ancho  $2r_a$ , que riega una vez, pero que el espacio  $((n-2) - (n-1))$ , ha sido regado por el aspersor (n-2) y el  $((n-1) - n)$ , se riega con la boquilla menor del aspersor sectorial instalado en n, otra vez. Con ello la zona dominada por este aspersor se riega 2 veces.

Aspersor nº n. Una corona circular de radio medio  $(0-(n-1)) + \frac{(n-1)-C}{2}$  y ancho  $r_a+r_b$ , que se divide en otras dos, de radio medio  $(0-(n-1)) + \frac{(n-1)-n}{2}$  la primera y ancho  $r_a$ , que riega la boquilla pequeña con ancho  $r_a$  y otra de radio medio  $(0-(n-1)) + \frac{(n-C)}{2}$  y ancho  $r_b$  que riega la boquilla grande.

Este último aspersor como se ha indicado anteriormente es sectorial y actúa no dando giros o vueltas completas, sino como muestra la figura nº 1, la boquilla grande cubre el sector A'CA", regándolo una sola vez y la pequeña el sector A<sub>1</sub>, (n-1), A<sub>2</sub> regándolo una vez, pero a su vez ha sido regado otra por el aspersor (n-1).

La unidad PIVOT, se diseña como hemos indicado anteriormente en base de proporcionar las necesidades consuntivas diarias Pcm/día en una vuelta. Con normativa para incidir en la economía del dispositivo, que esta aportación y por tanto el tiempo necesario para dar una vuelta sea de 24 horas.

Ahora bien, el tiempo necesario H horas para dar una vuelta, depende de la velocidad mínima de avance de la última torre y su radio como asimismo de que la intensidad pluviométrica de aplicación no produzca escorrentía. Con ello, como veremos más adelante, no se puede alcanzar en muchas ocasiones que  $H = 24$  horas, sea el tiempo en dar la Unidad una vuelta o giro, ya que en ese caso de terrenos de baja permeabilidad, este horario puede producir escorrentías.

Si el radio de riego es  $R = (0-1) + (n-1) r_a + r_b$ , como hemos indicado anteriormente, al adoptar aspersores con estos radios de alcance  $r_a$ , para los normales y  $r_b$  para el sectorial, en el chorro grande y  $r_a$  para el pequeño. La superficie que se riega es  $S = \pi R^2$  ( $m^2$ ) y  $S_1 = \frac{\pi R^2}{10.000} = (\text{Ha.})$

El caudal por tanto que debe proporcionar la unidad es:

$$Q \text{ l.p.m.} = \frac{P \times 100 \times 1000 \times S_1}{H \times 60}$$

Pcm/día

S Ha

H × 60 minutos para dar una vuelta

En el caso de ser H = 24 horas  $Q = 69,44 \times P \times S_1$  con rendimiento de riego 100% en ambos casos.

Si dividimos Q l.p.m. por  $\pi R^2$  ( $m^2$ ) tenemos  $q_0 = \frac{Q}{\pi R^2}$  l/ /minuto  $m^2$ , que en cada zona de acción de los aspersores debe ser proporcionada por ellos, para atender las necesidades de riego, y que es base del cálculo de su capacidad de suministro.

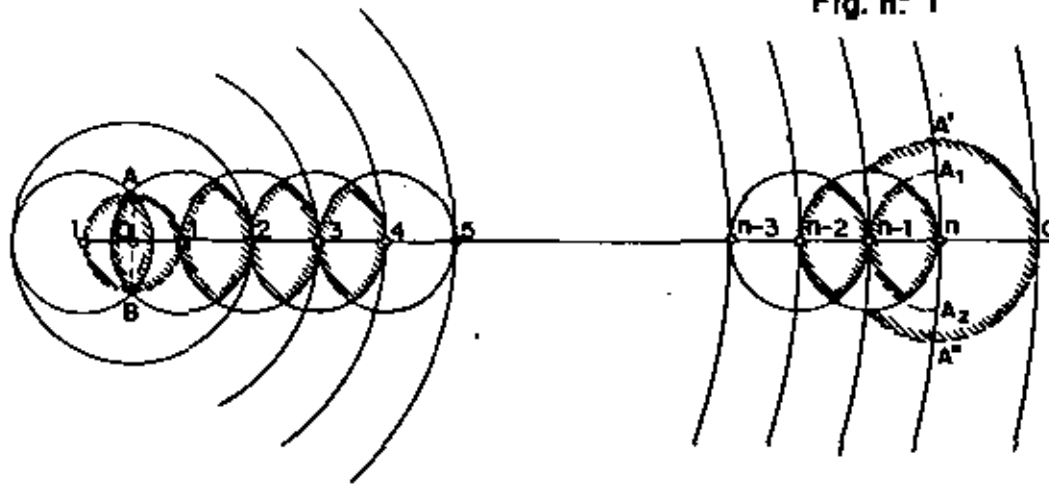
Con lo expuesto, nos encontramos con las capacidades de suministro por aspersor siguientes:

Primer aspersor debe proporcionar a la zona  $q_0$  l/minuto  $m^2$ , pero teniendo en cuenta que de ella hay una parte, la rayada de la figura, que riega dos veces y el resto el mismo número de riegos, al ser a su vez regada por el aspersor nº 2. Este aspersor debe proporcionar con arreglo a ello  $\frac{q_0}{2}$  a cada una de estas zonas.

Segundo aspersor. Por la misma razón que en el anterior  $\frac{q_0}{2}$ , (n-1) aspersor. Por la misma razón que en las anteriores  $\frac{q_0}{2}$ .

n aspersor. La zona o corona circular de ancho --- ((n-1) - n) que riega el chorro pequeño de este aspersor, ha recibido  $\frac{q_0}{2}$  del aspersor (n-1) y por tanto debe recibir  $\frac{q_0}{2}$  de la boquilla pequeña del aspersor n. Por el contrario la

Fig. n° 1



Disposición con constancia de radio de alcance en los aspersores de la línea o ala de riego

Fig. n° 2

Disposición con cambio de radio de alcance en el aspersor  $\Pi_1$  de  $r_a$  a  $r_b$ ,  $r_b > r_a$  y el  $\Pi_1 + \Pi_2$  de  $r_b$  a  $r_a$ ,  $r_a > r_b$  y el  $\Pi_1 + \Pi_2 + \Pi_3$  de  $r_a$  a  $r_b$ ,  $r_b > r_a$ , con zonas en riego doble AB, CD y EF

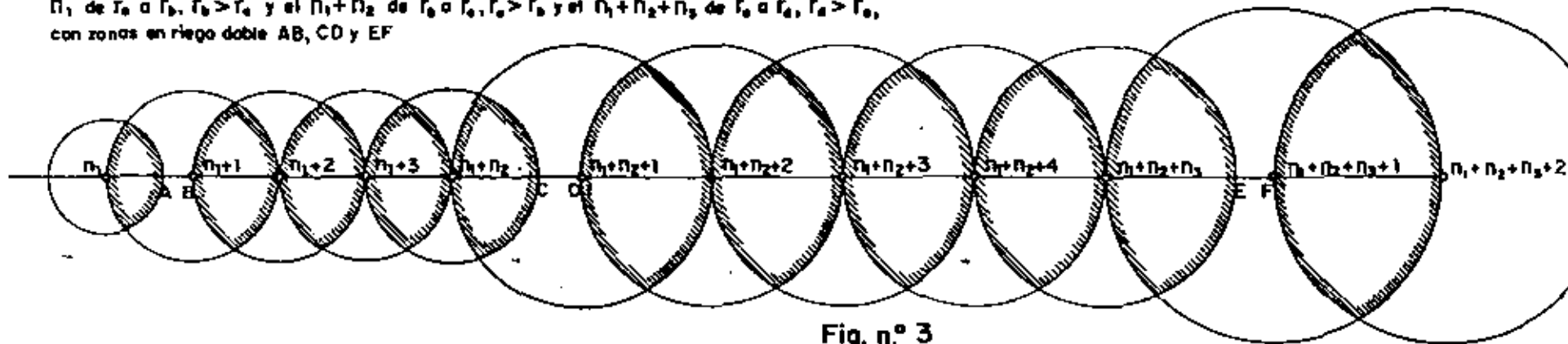
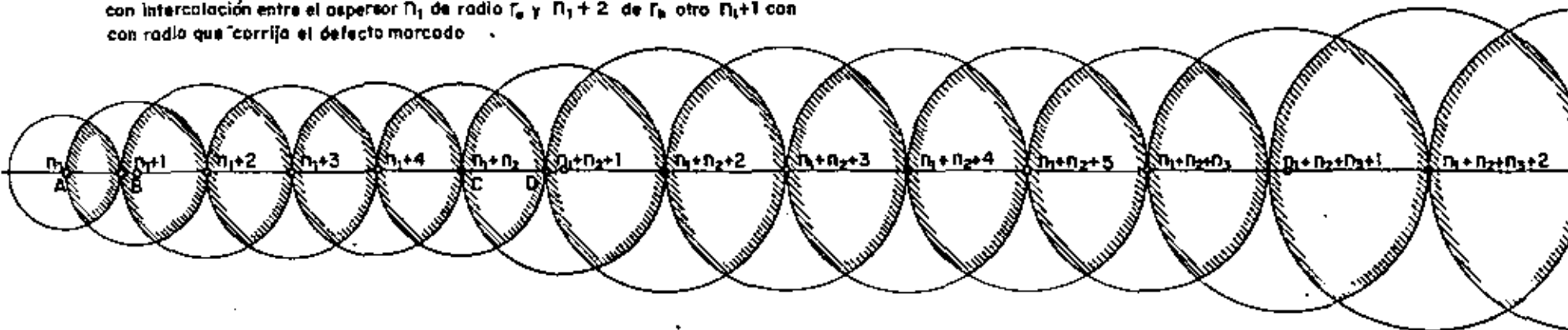


Fig. n° 3

Disposición corrigiendo las zonas en riego doble de la disposición de la Figura n° 2, con intercalación entre el aspersor  $\Pi_1$  de radio  $r_a$  y  $\Pi_1 + 2$  de  $r_b$  otro  $\Pi_1 + 1$  con con radio que corrija el defecto marcado





zona o corona circular de ancho  $n-C$ , se riega una vez con la boquilla grande del aspersor sectorial  $n$ , con ello esta boquilla debe proporcionar  $q_0$  l/minuto  $m^2$ .

Aplicando lo anterior a la disposición de la figura 1ª, conservando todos los aspersores a lo largo de la línea de riego, radio de alcance  $r_a$  constante, tenemos:

El aspersor 1ª exige, que la zona rayada de la figura 1ª, que riega dos veces este aspersor, de radio  $OA = (0-1)$ , para no dejar ningún espacio sin este riego doble.

Por tanto:

$$OA = (0-1)$$

$$OA^2 = (A-1)^2 - (0-1)^2 = r_a^2 - (0-1)^2 \text{ como } OA = (0-1)$$

$$r_a^2 - (0-1)^2 = (0-1)^2 \quad (0-1)^2 = \frac{r_a^2}{2}$$

$$(0-1) = \frac{r_a}{\sqrt{2}}$$

La distancia del primer aspersor al eje de giro debe ser:

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}}$$

siendo  $r_a$  el radio de alcance del aspersor.

### Segundo caso

Para la disposición de la figura 2ª, en la que de  $n$  aspersores a instalar  $n_1$ , son de alcance  $r_a$ ,  $n_2$  de  $r_b$ ,  $n_3$  de  $r_c$  y  $n_4$  de  $r_d$ , siendo el número de aspersores  $n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4$ , tenemos: Si los aspersores se instalan con separación el radio de alcance del chorro, como muestra la disposición de la figura nº 2, se dejan sin riego espacios AB, CD, EF,...

Para evitar esta anomalía, se impone seguir la norma que muestra la disposición de la figura nº 3.

A partir del aspersor  $n_1$ , último de radio  $r_a$ , se coloca el  $n_1 + 1$  de radio de alcance  $\frac{r_a + r_b}{2}$ , al colocarse el aspersor  $n_1 + 2$ , tag al  $n_1$  a esta distancia del aspersor  $n_1$ . El aspersor  $n_1 + 2$  de radio de alcance  $r_b$ , se encuentra por tanto a  $\frac{r_a + r_b}{2}$  del  $n_1 + 1$ . Los aspersores que siguen al  $n_1 + 2$  con radio  $r_b$  en número de  $n_2$ , se instalan a  $r_b$  del anterior. Es decir el  $n_1 + 3$  a  $r_b$  del  $n_1 + 2$  y los restantes hasta el aspersor  $n_1 + n_2$ , donde se produce cambio de radio de alcance a  $r_c$ .

El número de aspersores con este radio es  $n_3$ . Se coloca el que sigue a  $n_1 + n_2$ ,  $n_1 + n_2 + 1$  a  $\frac{r_b + r_c}{2}$  del anterior y con este radio de alcance. El siguiente  $n_1 + n_2 + 2$  a  $\frac{r_b + r_c}{2}$  del  $n_1 + n_2 + 1$  y los siguientes a  $r_c$  hasta  $n_1 + n_2 + n_3$  en que se produce cambio de radio a  $r_d$ . Repitiendo la norma anterior.

### Cálculo de las superficies de acción de cada aspersor y caudal de aportación

Según lo expuesto en el epígrafe anterior, tenemos:

Primer aspersor:

$$\text{Domina un círculo de radio } \frac{r_a}{\sqrt{2}} + r_a = r_a \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$$

$$\text{Superficie } S_1 = \pi r_a^2 \frac{(\sqrt{2} + 1)^2}{2}$$

La superficie anterior, en relación con la acción del aspersor, se compone de dos sub-zonas.

$$S' = \pi \times (0-1)^2 = \pi \times \frac{r_a^2}{2}, \text{ se riega dos veces, procurando}$$

$$\text{que el aspersor aporte } q_0 \frac{\pi r_a^2}{2}$$

$S'' = 2\pi \times \left( \frac{r_a}{\sqrt{2}} + \frac{r_a}{2} \right) \times r_a$  se riega una vez con este as-

persor procurando que el aspersor aporte

$$2\pi \times \frac{q_0}{2} r_a^2 \left( \frac{\sqrt{2} + 2}{2\sqrt{2}} \right)$$

El aspersor debe proporcionar por minuto, la suma de los caudales anteriores.

$$q_0 \frac{\pi r_a^2}{2} + \frac{\pi q_0 r_a^2}{2} \left( \frac{\sqrt{2} + 2}{\sqrt{2}} \right) = \frac{q_0 \pi r_a^2}{2} \left( \frac{\sqrt{2} + \sqrt{2} + 2}{\sqrt{2}} \right) =$$

$$q_1 = \frac{\pi q_0 r_a^2}{2} \times \frac{2\sqrt{2} + 2}{\sqrt{2}} = \pi q_0 r_a^2 \left( \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} \right) \text{ l.p.m.}$$

Segundo aspersor:

Domina una corona circular de radio medio  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + r_a =$

$$r_a \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$$

Ancho  $2 r_a$

$$S_2 = 4\pi r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} = 4\pi r_a^2 + \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}}$$

El aspersor debe proporcionar por minuto.

$$q_2 = 4\pi r_a^2 \frac{q_0}{2} \left( \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} \right) = 2\pi q_0 r_a^2 + \frac{2\pi q_0 r_a^2}{\sqrt{2}}$$

Tercer aspersor:

Domina corona circular de radio medio

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + 2r_a$$

Ancho  $2 r_a$

$$S_3 = 4\pi \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 8\pi r_a^2$$

$$q_3 = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi q_0 r_a^2$$

$n^{\text{a}}$  aspersor:

Domina una corona circular de radio medio

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a$$

Ancho  $2 r_a$

$$S_n = 4\pi \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi(n-1) r_a^2$$

$$q_n = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi(n-1) q_0 r_a^2$$

A partir del  $2^{\text{a}}$  aspersor las distancias al eje de giro se incrementan  $r_a$ .

Las superficies  $4\pi r_a^2$

Los caudales del aspersor  $2\pi q_0 r_a^2$

En el caso de ser el aspersor  $n$  sectorial, por ser el final de la línea.

Su distancia al eje de giro es  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a$ . La zona que domina tiene un radio medio.

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-2) r_a + \frac{r_a + r_b}{2} = r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right] + \frac{r_b}{2}$$

siendo  $r_b$  el radio de alcance chorro grande y  $r_a$  del pequeño.

$$\begin{aligned}
S_n &= 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right) + \frac{r_b}{2} \right] \times (r_a + r_b) = \\
&= 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right) + \frac{r_a r_b}{2} + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right) + \frac{r_b^2}{2} \right] = \\
&= 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right) + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]
\end{aligned}$$

Ahora bien, esta zona se riega, por el aspersor sectorial  $n$ , en dos subzonas, una  $s'$  de radio medio

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-2) r_a + \frac{r_a}{2} \text{ y ancho } r_a \text{ con } \frac{q_0}{2}.$$

$s'$   $2\pi r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right)$  aportando el caudal el chorro pequeño del aspersor. La otra  $s''$  = de radio medio  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-2) r_a + r_a + \frac{r_b}{2}$  y ancho  $r_b$ , con  $q_0$ .

$$s'' = 2\pi \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

Este aspersor tiene caudal en el chorro grande

$$q_{n-1} = 2\pi q_0 \times \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

$$\text{y en el chorro pequeño } q_{n-2} = \pi q_0 r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right)$$

RESUMEN DEL CALCULO DE LOS ASPERSORES Y SEPARACION EN LA  
LINEA O ALA DE RIEGO, CON CONSTANCIA EN EL RADIO  
DE ALCANCE EN ELLOS Y ASPERSOR SECTORIAL EN SU EXTREMO FINAL

1er. aspersor a distancia del eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}}$

Superficie que cubre, radio  $r_a \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$

$$S_1 = \pi r_a^2 \frac{(\sqrt{2} + 1)^2}{2}$$

$$\text{Caudal aspersor } q_1 = \pi q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$$

2º aspersor: distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + r_a$

$$\text{Superficie } S_2 = \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi r_a^2$$

$$\text{Caudal aspersor } q_2 = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 r_a^2$$

(n-1) aspersor distancia del eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-2) r_a$

$$\text{Superficie } S_{n-1} = \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi (n-2) r_a^2$$

$$\text{Caudal aspersor } q_{n-1} = 2\pi q_0 r_a^2 \frac{1}{\sqrt{2}} + 2\pi(n-2) q_0 r_a^2$$

n aspersor sectorial con radio de alcance chorro grande  $r_b$  y pequeño  $r_a$ .

$$\text{Distancia al eje de giro } \frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a$$

$$S_n = 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{2} + (n-2) + \frac{1}{2} \right) + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

$$\text{Caudal chorro grande } q_{n-1} = 2\pi q_0 \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) + \frac{r_b^2}{2} \right) \right]$$

$$\text{Caudal chorro pequeño } q_{n-2} = \pi q_0 r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right)$$

La conclusión del cálculo expuesto es la siguiente:

Con línea o ala de riego sustentando aspersores con radio de alcance  $r_a$  constante y aspersor sectorial en el extremo final, las separaciones o implantación de ellos a lo largo de la línea o ala de riego y caudales necesarios que deben aportar, sigue la norma siguiente.

Si el número de aspersores es  $n$ , con el último sectorial y radios de alcance  $r_a$  para los primeros y  $r_a$  radio chorro pequeño, así como  $r_b$  radio chorro grande para el sectorial.

1er. aspersor a  $\frac{r_a}{\sqrt{2}}$  del eje de giro

$$\text{Caudal } q_1 = \pi q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$$

2º aspersor a  $r_a$  del anterior y  $r_a + \frac{r_a}{\sqrt{2}}$  del eje de giro

$$\text{Caudal } q_2 = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 r_a^2$$

( $n-1$ ) aspersor a  $r_a$  del anterior y ( $n-2$ )  $r_a + \frac{r_a}{\sqrt{2}}$  del eje de giro.

$$\text{Caudal } q_{n-1} = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi(n-2) \pi q_0 r_a^2$$

n aspersor sectorial a  $r_a$  del anterior y  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a$  del eje de giro.

$$\text{Caudal chorro grande } q_{n-1} = 2\pi q_0 \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

$$\text{Caudal chorro pequeño } q_{n-2} = \pi q_0 r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right)$$

La norma es que a partir del 2º aspersor hasta el sectorial las distancias al eje de giro se incrementan en  $r_a$  y los caudales en  $2\pi q_0 r_a^2$ .

El radio de riego que cubre la Unidad es:

$$R = \frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a + r_b$$

#### Comprobación de la teoría anterior:

La comprobación de la teoría anterior, está basada en que si  $Q$  l.p.m. es el caudal necesario para la Unidad, calculado anteriormente, y  $R$  el radio de riego, con valor  $R = \frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n-1) r_a + r_b$ , la suma de los caudales unitarios  $q_1, q_2 \dots q_n$  que debe proporcionar cada aspersor debe ser igual a él. Es decir,

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_n$$

La superficie de riego que cubre la Unidad es:

$$S = \pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + r_b \right]^2 = \pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{2} + (n-1)^2 + \frac{2(n-1)}{2} \right) + 2 r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + r_b^2 \right]$$

Los valores de los caudales que debe proporcionar cada aspersor calculados anteriormente, sumados dan:



$$\begin{aligned}
q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_{n-1} + q_n &= \pi q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 r_a^2 + \\
&+ 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi q_0 r_a^2 + \dots + 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2(n-2)\pi q_0 r_a^2 + \\
&+ \pi q_0 r_a^2 \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right] + 2\pi q_0 \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right] = \\
&= \pi q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} (n-2) + \pi q_0 r_a^2 \frac{2 + 2(n-2)}{2} (n-2) + \\
&+ \pi q_0 r_a^2 \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right] + 2\pi q_0 r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right] + 2\pi q_0 \frac{r_b^2}{2} \quad (1)
\end{aligned}$$

al ser el número de términos con valor  $2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}}$ ,  $(n-2)$  y la suma  $2\pi q_0 r_a^2 + \dots + 2(n-2)\pi q_0 r_a^2$  una progresión aritmética de razón  $2\pi q_0 r_a^2$  y número de términos  $(n-2)$ . Asimismo, el aspersor  $q_n$  es sectorial con radios del chorro pequeño y grande  $r_a$ ,  $r_b$  respectivamente, (1) queda, por tanto, como sigue:

$$\begin{aligned}
q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n &= \pi q_0 r_a^2 \left[ 1 + \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2(n-2)}{\sqrt{2}} + (n-1)(n-2) + \right. \\
&+ \left. \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-2) + \frac{1}{2} \right] + 2\pi q_0 r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right] + 2\pi q_0 \frac{r_b^2}{2} = \\
&= \pi q_0 r_a^2 \left[ \frac{1}{2} + \frac{2}{\sqrt{2}}(n-1) + (n-1)^2 \right] + 2\pi q_0 r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right] + \\
&+ 2\pi q_0 \frac{r_b^2}{2} = \pi q_0 r_a^2 \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right]^2 + \\
&+ 2\pi q_0 r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right] + \pi q_0 r_b^2 \quad (2)
\end{aligned}$$

Esta expresión es el cuadrado del radio de riego

$$R = \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + (n-1) \right] r_a + r_b \text{ multiplicada por } q_0 \text{ y por tanto}$$

$$\pi R^2 = S \text{ Superficie de riego}$$

Por tanto, la expresión (2) queda,

$$q_1 + q_2 + \dots + q_n = q_0 \times S = Q \text{ luego es cierta la teoría}$$

Características de los aspersores y caudales, con radios de alcance variables

En el caso de cambiar el radio de alcance de los aspersores a lo largo de la línea o ala de riego, nos encontramos que de los n aspersores necesarios

$n_1$  son de radio  $r_a$

$n_2$  son de radio  $r_b$

$n_3$  son de radio  $r_c$

$n_4$  son de radio  $r_d$

—

$n_n$  son de radio  $r_n$

Con arreglo a la disposición 0 de la figura 3<sup>a</sup>, tenemos:

El grupo de aspersores  $n_1$  de radio  $r_a$  que anteceden al  $n_1$  de la figura 3<sup>a</sup>, sigue la norma de distancia al eje de giro, superficies de acción y caudales del aspersor, dado anteriormente:

1er. aspersor.- Distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}}$

$$\text{Superficie } S_1 = \pi r_a^2 \frac{(\sqrt{2} + 1)^2}{2}$$

$$\text{Caudal aspersor } q_1 = \pi q_0 r_a^2 \left[ \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} \right]$$

2º aspersor.- Distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + r_a$

$$\text{Superficie } S_2 = \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi r_a^2$$

$$\text{Caudal aspersor } q_2 = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 r_a^2$$

$n_1$  aspersor.- Distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n_1-1) r_a$

$$\text{Superficie } S_{n_1} = \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}} + 4(n_1-1)\pi r_a^2$$

$$\text{Caudal aspersor } q_{n_1} = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2(n_1-1)\pi q_0 r_a^2$$

Se cambia de radio  $r_a$  a  $r_b$

$n_1+1$  aspersor.- Distancia al eje de giro. Al estar colocado a

$\frac{r_a + r_b}{2}$  del anterior, su radio de alcance es:

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n_1-1) r_a + \frac{r_a + r_b}{2} = \frac{r_a}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} r_a + \frac{r_b}{2}$$

$$\text{Superficie } S_{n_1+1} = 2\pi \left[ \frac{r_a}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} r_a + \frac{r_b}{2} \right] (r_a + r_b) =$$

$$= 2\pi \left[ \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} r_a^2 + \frac{r_b \times r_a}{2} + r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} \right] + \frac{r_b^2}{2} \right] =$$

$$= 2\pi \left[ r_a^2 \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} \right] + r_a r_b \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

Para el riego el aspersor actúa en dos zonas.

$$S' = 2\pi \left[ \frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n_1 - 1) r_a + \frac{r_a}{2} \right] \times r_a = 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n_1 - \frac{1}{2}) \right) \right]$$

$$S'' = 2\pi \left[ \frac{r_a}{2} + (n_1 - 1) r_a + r_a + \frac{r_b}{2} \right] \times r_b = 2\pi \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{2} + n_1 \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

y por tanto,  $S_{n_1+1} = S' + S''$

$n_1 + 2$  aspersion.- Distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + \left( \frac{2n_1 - 1}{2} \right) r_a +$

$$+ \frac{r_b}{2} + \frac{r_a + r_b}{2} = \frac{r_a}{\sqrt{2}} + n_1 r_a + r_b = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + r_b$$

$$\text{Superficie } S_{n_1+2} = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{2} + n_1 \right) r_a + r_b \right] \times 2r_b =$$

$$= 4 r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi r_b^2$$

$n_1 + 3$  aspersion.- Distancia al eje de giro  $r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + r_b +$

$$+ r_b = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2r_b$$

$$\text{Superficie } S_{n_1+3} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2r_b \right] \times 2r_b = 4\pi r_a r_b$$

$$\left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 8\pi r_b^2$$

$n_1 + n_2$  aspersion.- Distancia al eje de giro  $r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) +$

$$+ (n_2 - 1) r_b$$

$$\text{Superficie } S_{n_1+n_2} = 4\pi r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4(n_2-1)\pi r_b^2$$

Se cambia de radio  $r_b$  a  $r_c$  a partir de este aspersor.

$$n_1+n_2+1 \text{ aspersor.} - \text{ Distancia al eje de giro } r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) +$$

$$+ (n_2-1) r_b + \frac{r_b + r_c}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b + \frac{r_c}{2}$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b + \frac{r_c}{2} \right] (r_b + r_c) =$$

$$= 2\pi \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b^2 + \frac{r_b r_c}{2} + r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \right.$$

$$\left. + \frac{2n_2-1}{2} r_b r_c + \frac{r_c^2}{2} \right] = 2\pi \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b^2 + \right.$$

$$\left. + n_2 r_b r_c + r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{r_c^2}{2} \right] = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_b + \right.$$

$$\left. + r_a r_c) + n_2 r_b r_c + \frac{2n_2-1}{2} r_b^2 + \frac{r_c^2}{2} \right]$$

$n_1 + n_2 + 2$  aspersor. - Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b + \frac{r_c}{2} + \frac{r_b + r_c}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + r_c$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + r_c \right] \times 2r_c = 4\pi r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi n_2 r_b r_c + 4\pi r_c^2$$

$n_1 + n_2 + 3$  aspersor. - Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + r_c + r_c = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + 2r_c$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + 2r_c \right] 2r_c =$$

$$= 4\pi r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi r_b r_c n_2 + 8r_c^2 \pi$$

$n_1 + n_2 + n_3$  aspensor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + (n_3 - 1) r_c$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a + n_2 r_b + r_c (n_3 - 1) \right] \times 2r_c =$$

$$= 4\pi r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi n_2 r_b r_c + 4\pi (n_3 - 1) r_c^2$$

En este aspensor cambia el radio de  $r_c$  a  $r_d$

$n_1 + n_2 + n_3 + 1$  aspensor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + (n_3 - 1) r_c + \frac{r_c + r_d}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b +$$

$$+ \frac{2n_3 - 1}{2} r_c + \frac{r_d}{2}$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c + \frac{r_d}{2} \right] (r_c + r_d) =$$

$$= 2\pi \left[ r_a r_c \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b r_c + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c^2 + \frac{r_c r_d}{2} +$$

$$+ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_d + n_2 r_b r_d + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c r_d + \frac{r_d^2}{2} \right] = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) \right.$$

$$\left. (r_a r_c + r_a r_d) + n_2 (r_b r_c + r_b r_d) + n_3 r_c r_d + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c^2 + \frac{r_d^2}{2} \right]$$

$n_1 + n_2 + n_3 + 2$  aspersor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + \frac{2n_3-1}{2} r_c + \frac{r_d}{2} + \frac{r_c + r_d}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + r_d$$

$$\begin{aligned} \text{Superficie} &= 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + r_d \right] 2r_d = \\ &= 4\pi \left[ r_a r_d \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b r_d + n_3 r_c r_d + r_d^2 \right] \end{aligned}$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4$  aspersor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + (n_4-1) r_d$$

$$\begin{aligned} \text{Superficie} &= 4\pi \left[ r_a r_d \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b r_d + n_3 r_c r_d + \right. \\ &\quad \left. + (n_4-1) r_d^2 \right] \end{aligned}$$

Se cambia de radio  $r_d$  a  $r_e$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 1$  aspersor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + (n_4-1) r_d + \frac{r_d + r_e}{2} =$$

$$= r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \frac{2n_4-1}{2} r_d + \frac{r_e}{2}$$

$$\text{Superficie} = 2\pi \left[ r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \frac{2n_4-1}{2} r_d + \frac{r_e}{2} \right]$$

$$\begin{aligned}
(r_d + r_e) &= 2\pi \left[ r_a r_d \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b r_d + n_3 r_c r_d + \right. \\
&+ \frac{2n_4 - 1}{2} r_d^2 + \frac{r_e r_d}{2} + r_a r_e \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b r_e + n_3 r_c r_e + \\
&+ \left. \frac{2n_4 - 1}{2} r_d r_e + \frac{r_e^2}{2} \right] = \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) \cdot (r_a r_d + r_a r_e) + n_2 (r_b r_d + \right. \\
&+ r_b r_e) + n_3 (r_c r_d + r_c r_e) + n_4 r_d r_e + n_2 (r_b r_d + r_b r_e) + \\
&+ \left. n_3 (r_c r_d + r_c r_e) + n_4 r_d r_e + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d^2 + \frac{r_e^2}{2} \right] 2\pi
\end{aligned}$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 2$  aspersor.- Distancia al eje de giro

$$\begin{aligned}
r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d + \frac{r_e}{2} + \frac{r_d + r_e}{2} &= \\
= r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + n_4 r_d + r_e &
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Superficie} &= 4\pi r_a r_e \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi n_2 r_b r_e + 4\pi n_3 r_c r_e + \\
&+ 4\pi n_4 r_d r_e + 4\pi r_e^2
\end{aligned}$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$  aspersor.- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + n_4 r_d + (n_5 - 1) r_e$$

$$\begin{aligned}
\text{Superficie} &= 4\pi r_a r_e \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi n_2 r_b r_e + 4\pi n_3 r_c r_e + \\
&+ 4\pi n_4 r_d r_e + 4\pi (n_5 - 1) r_e^2
\end{aligned}$$



El examen de lo anterior conduce a la norma de cálculo siguiente: el primer aspersor que sigue a un cambio, tiene como distancia al eje de giro, si hay  $n_1$  aspersores de radio  $r_a$ ,  $n_2$  de radio  $r_b$ ,  $n_3$  de radio  $r_c$ ,  $n_n$  aspersores de radio  $r_n$ , la norma siguiente:

Distancia del aspersor  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots, n_{n-1} + 1$  al eje de giro con cambio último de radio de  $r_{n-1}$  a  $r_n$ .

$$r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots + \frac{2^{n-1} - 1}{2} r_{n-1} + \frac{r_n}{2}$$

Superficie de acción

$$2\pi \left[ \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \dots + \frac{2^{n-1} - 1}{2} r_{n-1}^2 + \frac{r_n^2}{2} \right]$$

Distancia del aspersor  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots, n_n$  al eje de giro

$$r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots + n_{n-1} r_{n-1} + (n_{n-1}) r_n$$

Superficie de acción

$$4\pi r_a r_n \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + 4\pi n_2 r_b r_n + 4\pi n_3 r_c r_n + \dots + 4\pi n_{n-1} r_{n-1} r_n + 4\pi (n_{n-1}) r_n^2$$

Los caudales de estos aspersores se obtienen multiplicando las superficies por  $\frac{q_0}{2}$ .

Resumen sobre la aplicación de la teoría anterior

Fijando el radio inicial  $r_a$

1er. aspersor.- Distancia al eje de giro  $\frac{r_a}{2}$

$$\text{Superficie de acción } S_1 = n r_a^2 \frac{(\sqrt{2} + 1)^2}{2}$$

$$\text{Caudal aspersor } q_1 = q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}}$$

$n_1$  aspersor de radio  $r_a$  se aplica a partir del aspersor  $n^{\circ} 2$  de la figura  $n^{\circ} 1$ .

$$\text{Distancia al eje de giro } \frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n_1 - 1) r_a$$

$$\text{Superficie de acción } S_{n_1} = \frac{4\pi r_a^2}{\sqrt{2}} + 4\pi (n_1 - 1) r_a^2$$

$$\text{Caudal aspersor } q_{n_1} = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2\pi q_0 (n_1 - 1) r_a^2$$

Si no hay cambio de radio en el aspersor.

El aspersor final sectorial que sustituye al  $n_1$ , tiene distancia al eje de giro siendo  $r_b$  el radio del chorro grande y  $r_a$  del pequeño  $\frac{r_a}{\sqrt{2}} + (n_1 - 1) r_a$ .

$$\text{Superficie de acción } S = 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n_1 - 2) + \frac{1}{2} \right) + r_a r_b \left( \frac{1}{2} + (n_1 - 1) + \frac{r_b^2}{2} \right) \right]$$

Caudal del chorro grande aspersor

$$q' = 2\pi q_0 \left[ r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n_1 - 1) \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

$$q'' = \pi q_0 r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + (n_1 - 2) + \frac{1}{2} \right)$$

Si continua la línea con cambios de radio de alcance  
 1er. cambio aspersor  $n_1 + 1$ . Distancia al eje de giro,

$$\frac{r_a}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} r_a + \frac{r_b}{2}$$

Superficie de acción

$$S_{n_1+1} = 2\pi \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} \right) + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

Caudal aspersor

$$q_{n_1+1} = \pi q_0 \left[ r_a^2 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1-1}{2} \right) + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{r_b^2}{2} \right]$$

Aspersor  $n_1 + n_2$  siendo  $n_2$  el número de aspersores de radio  $r_b$ .

$$\text{Distancia al eje de giro } r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + (n_2-1) r_b$$

Superficie de acción

$$S_{n_1+n_2} = 4\pi r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4(n_2-1)\pi r_b^2$$

Caudal aspersor

$$q_{n_1+n_2} = 2\pi q_0 r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2\pi q_0 (n_2-1) r_b^2$$

2º cambio  $n_1 + n_2 + 1$ . Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{2n_2-1}{2} r_b + \frac{r_c}{2}$$

Superficie de acción

$$S = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_b + r_a r_c) + n_2 r_b r_c + \frac{2n_2-1}{2} r_b^2 + \frac{r_c^2}{2} \right]$$

Caudal aspersor

$$q_{n_1 + n_2 + 1} = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_b + r_a r_c) + \right. \\ \left. + n_2 r_b r_c + \frac{2n_2 - 1}{2} r_b^2 + \frac{r_c^2}{2} \right]$$

$n_1 + n_2 + n_3$  siendo  $n_3$  el número de aspersores de radio  $r_c$ . -  
Distancia al eje de giro.

$$r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + (n_3 - 1) r_c$$

Superficie de acción

$$S = 4\pi r_a r_c \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + 4\pi n_2 r_b r_c + 4\pi (n_3 - 1) r_c^2$$

Caudal del aspersor

$$q_{n_1 + n_2 + n_3} = 2\pi q_0 r_a r_c \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + 2\pi q_0 n_2 r_b r_c + \\ + 2\pi q_0 (n_3 - 1) r_c^2$$

3er. cambio  $n_1 + n_2 + n_3 + 1$ . - Distancia al eje de giro

$$r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c + \frac{r_d}{2}$$

Superficie de acción

$$S = 2\pi \left[ \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] (r_a r_c + r_a r_d) + n_2 (r_b r_c + r_b r_d) + \right. \\ \left. + n_3 r_c r_d + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c^2 + \frac{r_d^2}{2} \right]$$

Caudal del aspersor

$$Q_{n_1 + n_2 + n_3 + 1} = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_c + r_a r_d) + \right. \\ \left. + n_2 (r_b r_c + r_b r_d) + n_3 r_c r_d + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c^2 + \frac{r_d^2}{2} \right]$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4$  siendo  $n_4$  el número de aspersores de radio  $r_d$ .  
Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + (n_4 - 1) r_d$$

Superficie de acción

$$S = 4\pi r_a r_d \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi n_2 r_b r_d + 4\pi n_3 r_c r_d + 4\pi (n_4 - 1) r_d^2$$

Caudal del aspersor

$$Q_{n_1 + n_2 + n_3 + n_4} = 2\pi q_0 r_a r_d \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2\pi q_0 n_2 r_b r_d + \\ + 2\pi q_0 n_3 r_c r_d + 2\pi q_0 (n_4 - 1) r_d^2$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 1$ . - 4º cambio. - Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d + \frac{r_e}{2}$$

Superficie de acción

$$S = 2\pi \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_d + r_a r_c) + n_2 (r_b r_d + r_b r_e) + \right. \\ \left. + n_3 (r_c r_d + r_c r_e) + n_4 r_d r_e + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d^2 + \frac{r_e^2}{2} \right]$$

Caudal del aspersor

$$q_{n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 1} = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_d + r_a r_e) + \right. \\ \left. + n_2 (r_b r_d + r_b r_e) + n_3 (r_c r_d + r_c r_e) + n_4 r_d r_e + \right. \\ \left. + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d^2 + \frac{r_e^2}{2} \right]$$

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$ .- Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + n_4 r_d + (n_5 - 1) r_e$$

Superficie de acción

$$S = 4\pi r_a r_e \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi r_b r_e n_2 + 4\pi r_c r_e n_3 + \\ + 4\pi r_d r_e n_4 + 4\pi (n_5 - 1) r_e^2$$

Caudal del aspersor

$$q_{n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5} = 2\pi q_0 r_a r_e \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2\pi q_0 r_b r_e n_2 + \\ + 2\pi q_0 r_c r_e n_3 + 2\pi q_0 r_d r_e n_4 + 2\pi q_0 (n_5 - 1) r_e^2$$

Aspersor  $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 \dots n_n$  siendo  $n_n$  el número de aspersores radio  $r_n$  se produce cambio de  $r_{n-1}$  a  $r_n$  del aspersor  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots n_{n-1}$  al siguiente  $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + \dots n_{n-1} + 1$ .

Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots n_{n-2} r_{n-2} + \frac{2n_{n-1} - 1}{2} r_{n-1} + \frac{r_n}{2}$$

Superficie de acción

$$S = 2\pi \left\{ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} r_{n-1} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}^2 + \frac{r_n^2}{2} \right\}$$

El caudal del aspersor  $S \times \frac{q_0}{2}$

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + \dots + n_{n-1} + n_n$$

Distancia al eje de giro

$$r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c \dots + n_{n-1} r_{n-1} + (n_n) r_n$$

Superficie de acción

$$S = 4\pi r_a r_n \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 4\pi r_b r_n n_2 + 4\pi r_c r_n n_3 + \dots + 4\pi n_{n-1} r_{n-1} r_n + 4\pi (n_{n-1}) r_n^2$$

El caudal del aspersor  $\frac{q_0}{2}$  por la superficie de acción

La comprobación de la normativa anterior es como sigue:

En la figura nº 4, se muestra una longitud de la línea o ala de riego que cubren  $n_n$  aspersores de radio  $r_n$ .

Con ello el aspersor designado con el número 1, corresponde al  $n_1 + n_2 + n_3 \dots + n_{n-1}$  de la nomenclatura empleada en la teoría expuesta, último de radio  $r_{n-1}$ .

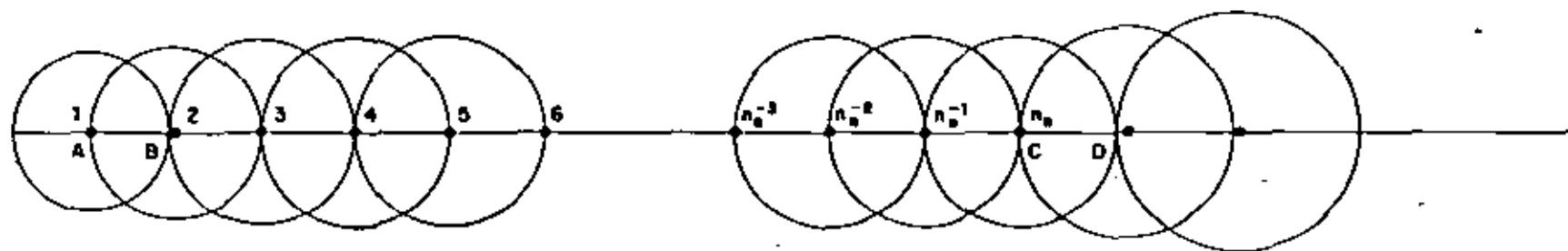


FIGURA 4



El aspersor nº 2 es el  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_{n-1} + 1$

El aspersor nº 3 es el  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_{n-1} + 2$

El aspersor nº  $n_n$  es el  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_{n-1} + n_n$

Pues bien, la confirmación de lo expuesto en relación con los caudales de cada aspersor y sus características, cuando a lo largo de la línea o ala de riego, no hay constancia en los radios de alcance, se basa en que:

La suma de los caudales calculados para los  $n_n$  aspersores debe ser igual al caudal que se obtiene multiplicando la superficie de la corona circular que cubre el tramo o longitud de estos aspersores, por la aportación en l/m. por  $m^2$ . que precisa sea proporcionada por ellos, con arreglo a la disposición de riego adoptada.

Examinando la figura nº 4, lo expuesto se representa como sigue:

Caudales de los  $n_n$  aspersores  $(2 + 3 + \dots + n_n) = (\text{Superficie de la corona circular de ancho AB} + \text{Superficie de la corona circular de ancho CD}) \times \frac{q_0}{2} + (\text{Superficie de la corona circular de ancho BC}) \times q_0$ .

Vamos a probar lo anterior:

El caudal del aspersor nº 2  $n_1 + n_2 + \dots + n_{n-1} + 1$  de la nomenclatura indicada, según la normativa expuesta es:

$$q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} r_n r_{n-1} + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}^2 + \frac{r_n^2}{2} \right]$$

El caudal de los restantes aspersores nº 3 a  $n_n$ ,  $n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_{n-1} + 2 \dots + n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_n$  es

$$2\pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + n_2 r_b r_n + n_3 r_c r_n + \dots + \right. \\ \left. + n_{n-1} r_{n-1} r_n + r_n^2 \right]$$

$$2\pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + n_2 r_b r_n + n_3 r_c r_n + \dots + \right. \\ \left. + n_{n-1} r_{n-1} r_n + (n_{n-1}) r_n^2 \right]$$

La suma de estos caudales, teniendo en cuenta que la suma de los últimos términos de los caudales del aspersor 3 al  $n_n$  es una progresión aritmética de razón  $r_n^2$  es:

$$Q' = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \right. \\ \left. + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} r_{n-1} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}^2 + \right. \\ \left. + \frac{r_n^2}{2} \right] + 2\pi q_0 (n_{n-1}) \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + n_2 r_b r_n + \dots \right. \\ \left. + n_{n-2} r_{n-2} r_n + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{n_n r_n^2}{2} \right] \quad (A)$$

Pasando el área o superficie de las coronas circulares. Corona circular de ancho AB.

R' Radio medio = Distancia del aspersor nº 1 al eje de giro +

$$+ \frac{AB}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots + n_{n-2} r_{n-2} + \\ + (n_{n-1}-1) r_{n-1} + \frac{r_{n-1}}{2} = r_a \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots$$

$$\dots n_{n-2} r_{n-2} + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}$$

$$\text{Superficie } S' = 2\pi R' \times AB = 2 \left\{ \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] r_a r_{n-1} + n_2 r_b r_{n-1} + \dots + n_{n-2} r_{n-2} r_{n-1} + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}^2 \right\}$$

Corona circular de ancho CD.

R'' Radio medio = Distancia del aspersor nº 1 al eje de giro +

$$+ AB + BC + \frac{CD}{2} = r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots + n_{n-2} r_{n-2} +$$

$$+ n_{n-1-1} r_{n-1} + r_{n-1} + (n_{n-1}) r_n + \frac{r_n}{2} = r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b +$$

$$+ n_3 r_c + \dots + n_{n-2} r_{n-2} + n_{n-1} r_{n-1} + (n_{n-1}) r_n + \frac{r_n}{2}$$

$$\text{Superficie } S'' = 2\pi R'' \times CD = 2\pi \left\{ \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] r_a r_n + n_2 r_b r_n + \dots + n_{n-2} r_{n-2} r_n + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{2n_{n-1}}{2} r_n^2 \right\}$$

Corona circular de ancho BC.

R''' Radio medio = Distancia del aspersor nº 1 al eje de giro +

$$+ AB + \frac{BC}{2} = r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + n_3 r_c + \dots + n_{n-2} r_{n-2} +$$

$$+ (n_{n-1}-1) r_{n-1} + r_{n-1} + \frac{n_{n-1}}{2} r_n = r_a \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] + n_2 r_b + n_3 r_c +$$

$$+ \dots + n_{n-1} r_{n-1} + \frac{n_{n-1}}{2} r_n$$

$$\text{Superficie } S''' = 2\pi R''' \times BC = 2\pi \cdot (n_{n-1}) \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + \right. \\ \left. + n_2 r_b r_n + n_3 r_c r_n + \dots + n_{n-2} r_{n-2} r_n + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{n_{n-1}}{2} r_n^2 \right]$$

El caudal  $Q''$  que se precisa es =  $(S' + S'') \frac{q_0}{2} + S''' \times q_0$

$$Q'' = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \right. \\ \left. + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} r_{n-1} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} (r_{n-1} r_n) + \right. \\ \left. + \frac{2n_{n-1}-1}{2} r_{n-1}^2 + \frac{2n_{n-1}}{2} r_n^2 \right] + 2\pi q_0 (n_{n-1}) \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + \right. \\ \left. + n_2 r_b r_n + \dots + n_{n-2} r_{n-2} r_n + r_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{n_{n-1}}{2} r_n^2 \right] = \\ = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \right. \\ \left. + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} r_{n-1} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{2n_{n-1}}{2} r_{n-1}^2 + \right. \\ \left. + \frac{r_n^2}{2} \right] + 2\pi q_0 (n_{n-1}) \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_n + n_2 r_b r_n + \dots + n_{n-1} \right. \\ \left. r_{n-1} r_n + \frac{n_n r_n^2}{2} \right] + \left[ \frac{2n_{n-1}}{2} r_n^2 - \frac{r_n^2}{2} \right] \pi q_0 - 2\pi q_0 (n_{n-1}) \frac{r_n^2}{2} = \\ = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_{n-1} + r_a r_n) + n_2 (r_b r_{n-1} + r_b r_n) + \right. \\ \left. + \dots + n_{n-2} (r_{n-2} r_{n-1} + r_{n-2} r_n) + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{2n_{n-1}-1}{2} \right.$$

$$\begin{aligned}
 & \left. r_{n-1}^2 + \frac{r_n^2}{2} \right\} + 2\pi q_0 (n_{n-1}) \left\{ \left[ \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right] r_a r_n + n_2 r_b r_n + \dots + \right. \\
 & \left. + n_{n-1} r_{n-1} r_n + \frac{n_n r_n^2}{2} \right\} + \left[ (n_{n-1}) r_n^2 \pi q_0 - q_0 \pi r_n^2 (n_{n-1}) \right] = 0
 \end{aligned}$$

(B)

Las expresiones (A) y (B) son iguales  $Q' = Q''$ .

ESTUDIO HIDRAULICO DE LA UNIDAD PIVOT, EN RELACION  
CON LA PERMEABILIDAD O DOSIS DE INFILTRACION DEL  
SUELO PARA NO PRODUCIR ENCHARCAMIENTO

---

La base del funcionamiento de la Unidad PIVOT, es girando la línea o ala de riego que sustenta los aspersores, - alrededor de un punto. La velocidad de giro o desplazamiento de la Unidad, debe ser por tanto aquella, que no produzca encharcamiento o escorrentía en el terreno que se riega. Es indudable que para ello tiene que existir una correlación entre la velocidad mínima de desplazamiento de la Unidad y el límite máximo de admisión superficial de agua por el suelo.

Es por tanto premisa, del estudio hidráulico de la - unidad PIVOT, conocer al lado de las características de los aspersores a instalar para proporcionar el agua o dotación - por  $m^2$ . ( $q_0$  l/minuto  $m^2$ .) que precisan los cultivos, la relación que existe entre la intensidad pluviométrica horaria -- que admite el suelo sin encharcamiento, con el tiempo que de - be tardar en dar una vuelta o revolución. Tiempo que señala la velocidad mínima de giro de la Unidad.

A falta de datos al realizar el estudio o diseño de una Unidad PIVOT, sobre las intensidades pluviométricas se - gún suelos sin producir encharcamiento, se pueden tomar con validez práctica de aplicación, las curvas y ecuaciones de - ellas derivadas, obtenidas por el State Office of the Soil - Conservation Service, Temple, Texas (Vittetoe 1970) y el método sugerido por Shockley (1968).

Del estudio mencionado, se tienen las ecuaciones que relacionan la pluviometría horaria en mm/hora, con el tiempo en que se inicia el encharcamiento o escorrentía, en familias de suelos tipo, que damos a continuación:

Suelos mullidos y de tipo similar .....  $F = 0,810 \times 25,4 \times t^{-0,69}$  (a)

Suelos con dosis de admisión de 12,7 mm. ....  $F = 0,880 \times 25,4 \times t^{-0,615}$  (a)

Suelos con dosis de admisión de 7,62 mm. ....  $F = 0,520 \times 25,4 \times t^{-0,284}$

Asimismo la corrección que se aplica a los valores anteriores según pendiente del terreno, dando como datos orientativos los siguientes:

<u>Pendiente del terreno en %</u>	<u>Límite máximo admisible de almacenaje superficial</u>
0-1	12,7 mm.
1-3	7,62 mm. (b)
3-5	2,54 mm.

Pasando al estudio hidráulico de la Unidad, en relación con su velocidad de giro, en la Figura nº 5 damos el croquis de la misma. La Unidad cubre una zona de terreno circular de radio R y superficie por tanto  $S = \pi R^2$ , mostrando la figura el tramo de la línea o ala de riego con 16 aspersores y un aspersor sectorial de gran alcance situado en su extremo final.

Si ahora, dentro de la zona de riego que cubre el ala, consideramos una corona circular de terreno, con ancho 1 m. AB y distancia del centro de ella al eje de giro o radio medio OC = L situada en el extremo final del ala de riego. La superficie de esta corona es:

$$S_1 = 2 \pi L \times 1 \text{ (m}^2\text{.)}$$

El caudal por unidad de tiempo, que la Unidad tiene que suministrar para atender las necesidades en agua de los cultivos, según vimos en epígrafe anterior es:

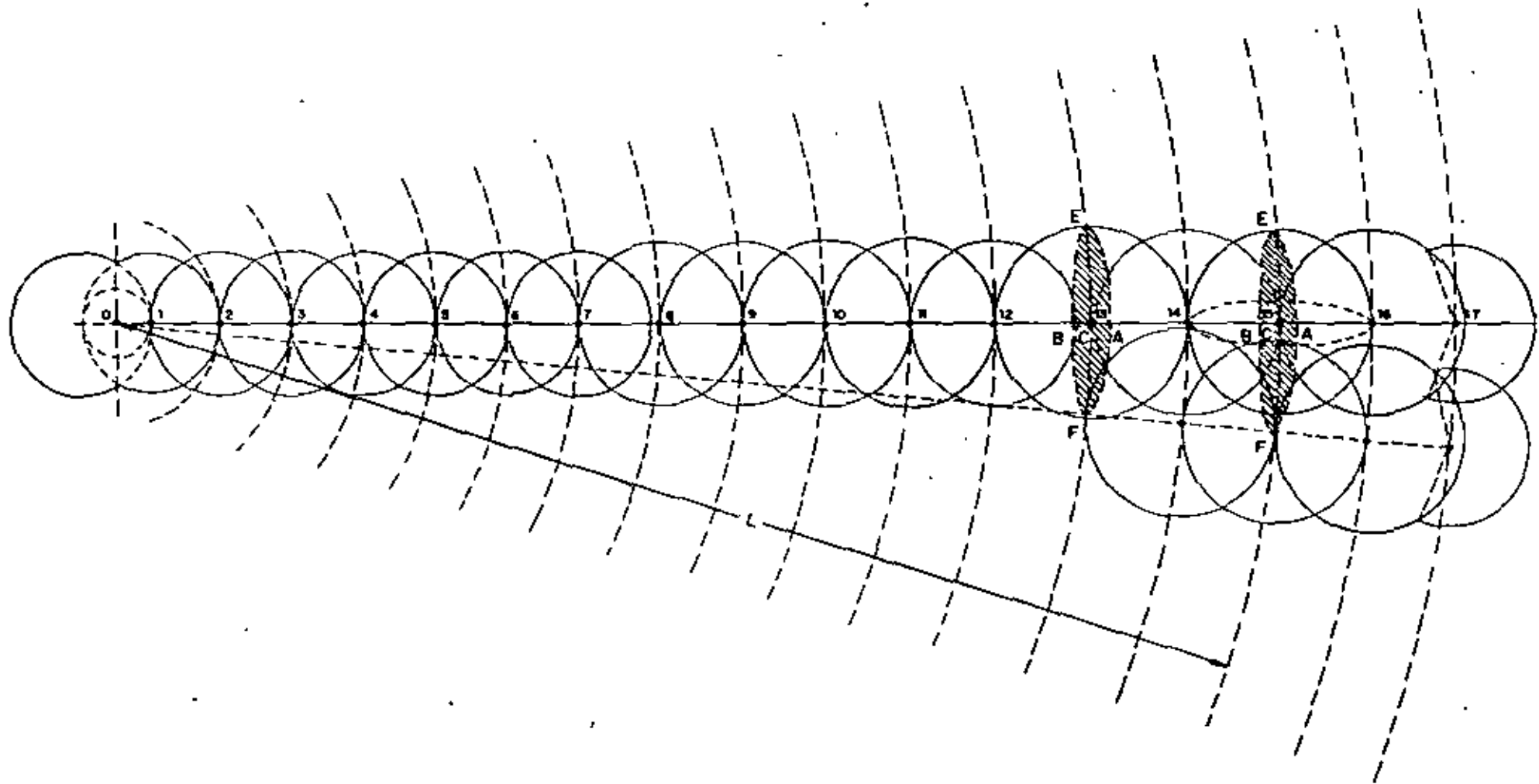


fig. nº 5



$Q = 69,44 \times p \times S$ , por tanto el caudal que precisa la corona circular de 1 m. de ancho para atender las necesidades de los cultivos será:

$$q = \frac{Q \times S_1}{\pi R^2} = \frac{2Q \times \pi \times L \times 1}{\pi R^2} = \frac{2QL}{R^2} \text{ l/minuto} \quad (1)$$

Según los ensayos y experiencias realizados, en relación con la uniformidad de distribución de los aspersores, se ha probado que ésta tiene una disposición elíptica, como se muestra con la zona rayada de la figura nº 5, emplazada entre el aspersor nº 14 y 16. Por otro lado la mayor pluviometría horaria de la Unidad se produce en el centro de esta disposición situada en el extremo final del ala de riego y si al ancho de 1 m. de banda, AB de la figura nº 5, corresponde una distancia  $CE = CF = r_1$  a lo largo de su línea central para la intensidad pluviométrica máxima, tenemos lo siguiente:

La distribución del agua por el aspersor en sus diversas posiciones dentro de la corona circular de 1 m. de ancho, se realiza dentro de una elipse  $S_r$ , con ejes 1 m. y  $2r_1$ .

La superficie de esta elipse es  $S_r = \pi \times \frac{1}{2} \times r_1$ . Si el aspersor está en un momento dado sin desplazamiento, todo el caudal necesario en l.p.m.  $q$  cae dentro de esta elipse, con la superficie anterior, con arreglo a la distribución pluviométrica adoptada.

Con ello si el caudal unitario que proporciona la Unidad es  $q$  l./minuto por metro ancho sobre esta zona elíptica se reciben en una hora los  $m^3$  siguientes:

$\frac{q \times 60}{1000} m^3/\text{hora}$ , que corresponde a una altura de agua aplicada por hora  $h$ . (m.), dada por la ecuación:

$\frac{q \times 60}{1000} m^3/\text{hora} = S_r (m^2) h (m)/\text{hora}$ , siendo  $S_r$  la superficie elíptica antes indicada.

$$h = \frac{q \times 60}{S_r (m^2) \times 1000} (m) = \frac{q \times 60 \times 2}{\pi r_1 \times 1000} m. = \frac{q \times 60 \times 2}{\pi r_1} \text{ mm.} \quad (2)$$

en 1 hora.

Si sustituimos el valor de  $q$  de (1) en (2), tenemos:

$$h \text{ mm/hora} = \frac{120}{\pi} \times \frac{2 QL}{R^2 r_1} = \frac{240}{\pi} \times \frac{QL}{R^2 r_1} \quad (3)$$

Siendo  $Q$  en l.p.m.  $L$  en metros y  $R$  con  $r_1$  en m.

Si ahora consideramos la zona total de riego donde actúa la unidad, tenemos: que la mayor intensidad pluviométrica se presenta como se ha indicado anteriormente en la última zona o corona circular del sistema, aquella más alejada del eje de giro y correspondiendo a los últimos aspersores de mayor caudal de aportación y alcance.

Para obtener un dato aproximado de la pluviometría horaria en esta zona, se puede utilizar la ecuación (3), poniendo en ella en lugar de  $L = R$  Radio que riega la Unidad y para  $r_1$  el radio de alcance del grupo de aspersores finales, excluyendo el del aspersor tipo cañón gigante situado en su extremo final.

La ecuación (3), queda como sigue:

$$h \text{ mm/hora} = \frac{240}{\pi} \times \frac{QR}{R^2 \times r} = \frac{240}{\pi} \times \frac{Q}{R \times r} \quad (4)$$

Según las ecuaciones dadas anteriormente (a) y corrección (b) según pendiente, tenemos una correlación entre  $h$  de (4) y el tiempo que debe estar la unidad en esta posición sin desplazarse para no producir encharcamiento. Que al fin es lo mismo que limitar el tiempo máximo que debe tardar la Unidad en recorrer la distancia  $2r_1$ , eje mayor de la elipse de la figura nº 5 y en este caso diámetro de alcance del grupo de aspersores finales.

Tenemos con las fórmulas (a) y (b) mencionadas, que según  $h$  pluviometría del grupo de aspersores finales en mm/hora, según tipo de suelo y pendiente, hay un tiempo máximo  $t$  en horas que debe tardar la Unidad en recorrer  $2r_1$ .

Por tanto, velocidad mínima  $v$  de la Unidad en su avance para no producir encharcamiento o escorrentía es:

$$2r_1 = v \times t \times 60 \quad v = \frac{r_1}{30t} \text{ m/minuto} \quad (5)$$

Esta es la velocidad mínima de la última torre y del aspersor en ella situado.

Para facilitar la aplicación de las fórmulas (a) y correcciones (b), así como el de las fórmulas (4) y (5) para determinar la pluviometría  $h$  en mm/hora, en el modelo de distribución elíptica adoptado, y con la unión de este dato a los de las fórmulas (a) y (b), el tiempo en horas preciso para que la Unidad pase por el ancho del modelo mencionado, se dan los Cuadros 10, 11, 12 y 13.

En el Cuadro nº 10, según la relación de caudal  $Q$  en l.p.m. que precisa la Unidad el radio  $R$  en m. de riego que cubre y el radio de alcance del último grupo de aspersores de 15 m., a 24 m. se tiene  $h$  intensidad pluviométrica del modelo en mm/hora.

En los cuadros nº 11, 12 y 13, según tipo de suelo establecido, correspondiendo cada Cuadro a uno de ellos, uniendo el valor de  $h$  del Cuadro nº 10 al de corrección de pendiente de (b) en las líneas inclinadas, se tiene el tiempo  $H$  en horas, que como máximo debe tardar la Unidad en recorrer el espacio doble del radio de alcance del último grupo de aspersores.

#### Posibilidad de utilizar la Unidad PIVOT para regar dos campos que confrontan

Un caso que puede plantearse en el diseño de un riego PIVOT es que el terreno que se intenta poner en riego por este sistema, posea una elevada permeabilidad no presentando problemas de escorrentía o encharcamiento al aplicar el agua.

Pues bien, hemos indicado en epígrafe anterior, al describir el riego PIVOT, que es norma para lograr su implantación lo más económica, partir de un funcionamiento continuo de la Unidad, en el momento o período de mayor demanda de agua por el cultivo.

Con la norma anterior, según vimos, el caudal Q l.p.m. que debe suministrar la Unidad, se calcula en base de la extracción diaria del consumo hídrico del cultivo. Es decir, - según cultivo y emplazamiento climático, tenemos un consumo diario Pcm/día (Cuadro nº 1) y un rendimiento en el riego en  $\frac{P}{E}$  según clima E (Cuadro nº 2) resumiendo un consumo  $\frac{P}{E}$  cm/día a reponer por la Unidad, siendo E. en tanto por uno.

$$\frac{P' \text{ cm/día a suministrar} \times E}{100} = P \text{ cm/día consumo cultivo.}$$

$$P' = \frac{P}{\frac{E}{100}} = \frac{P}{E} \text{ tanto por uno}$$

Este suministro o reposición se hace diariamente, pero con aplicación continua durante las 24 horas del día o -- bien en fracciones de este tiempo H horas < 24, aprovechando el almacén del suelo. Es decir, diariamente se riega toda la superficie que cubre el radio de la Unidad,  $S = \frac{\pi R^2}{10.000}$  Ha., siendo R el radio de riego en m., que es lo mismo que regar toda la superficie en una revolución o vuelta de la Unidad, con las salvedades siguientes:

En 1 vuelta riega  $S = \frac{\pi R^2}{10.000}$  Ha. con una dosis o altura neta  $D_n = P$  cm. global  $D_g = \frac{P}{E}$  cm., siendo E rendimiento de riego en tanto por uno, tardando H = 24 horas en realizar esta vuelta.

En 1 vuelta riega  $S = \frac{\pi R^2}{10.000}$  Ha., pero tardando H horas < 24 en realizarla y proporcionando por vuelta una dosis neta  $D'_n = P \times \frac{H}{24}$  cm. y global  $D'_g = \frac{P}{E} \times \frac{H}{24}$  menores a las necesarias P y  $\frac{P}{E}$  cm respectivamente, exigiendo que para el riego total de la superficie la Unidad de más vueltas diarias - calculadas en base de número de vueltas =  $\frac{D_g}{D'_g} = \frac{24}{H}$

Esta última modalidad va impuesta, como vimos en epígrafes anteriores, en aquellos casos de baja permeabilidad - del terreno que se compensaba con una mayor velocidad de giro y menor número de horas de 24 para dar la vuelta. Factible de realizar esta disposición para un número entero diario de giros o revoluciones del PIVOT.

En ambas modalidades, el caudal Q l.p.m. de suministro de la Unidad era el mismo, que se obtiene

$$Q = \frac{P \text{ (cm/día)} \times 100 \text{ (m}^3\text{/Ha.cm)} \text{ (m}^3\text{/Ha.día)} \times 1000 \text{ (l/m}^3\text{)} \text{ (l/Ha.día)}}{1.440 \text{ minutos/día}}$$

litros/minuto Ha.

En el caso de terrenos con elevada permeabilidad, la limitación anterior no existe, por tanto, aún aumentando el costo de la Unidad incrementando su caudal de suministro Q l.p.m., puede abaratarla indirectamente regando dos campos de Superficie  $S = \frac{\pi R^2}{10.000}$  Ha. cada uno, trasladándolo diariamente al ser el coste global por Ha. regada en este último caso, menor que el anterior, ya que la parte más costosa del PIVOT es la Torre de mando. Coste de Unidad con Q l.p.m. A pts. Coste - Ha  $\frac{A}{S} = C$ .

Coste de Unidad con  $Q' > Q$  l.p.m.  $A' > A$  pts. coste -- Has.  $\frac{A'}{2S} = C'$  y resulta  $C' < C$ .

En aquellos casos de terrenos con elevada permeabilidad y por tanto, que admiten aplicaciones de altura de agua horarias elevadas, puede ser utilizada para regar dos campos de igual superficie que confrontan la misma Unidad Pivot, disminuyendo en forma apreciable el coste por Ha. de la instalación.

La única salvedad es que la Unidad tiene que suministrar el caudal unitario que precisa el riego de los dos campos en el día, incluyendo las horas que precisa su desplazamiento de uno a otro, proporcionando una altura de agua o dosis en cm. igual al consumo diario P cm. de los cultivos implantados.

Nos encontramos con la premisa de partida, de que la Unidad no puede acortar su radio de acción, sin hacerla perder eficacia en su funcionamiento máximo y, por tanto, en el costo económico de su implantación, así como la dificultad que este acortamiento presenta. Por tanto, al ser el radio de acción R constante, puede atender 2 campos de igual superficie.

$$S_1 = \pi R^2/m^2 = \frac{\pi R^2}{10.000} \text{ Ha}$$

Para el cálculo del caudal unitario necesario, pueden presentarse dos casos: Idéntico cultivo en ambos campos o cultivos distintos, alternando su implantación de un año a otro.

Primer caso.- Cultivos idénticos

Necesidad consuntiva      Pcm/día  
Rendimiento riego              E%

En este caso, el desplazamiento de la Unidad exige  $h$  horas y el funcionamiento de la Unidad atendiendo los dos campos será  $H = (24 - \text{horas} - h.)$  horas diarias.

Se hace constar, como se indicó en epígrafe anterior, que la efectividad de funcionamiento de la Unidad en su aspecto económico, se logra con accionamiento diario de ella, en el período de mayor demanda en agua de los cultivos.

La unidad actúa sobre  $S = 2S_1 = Ha.$  y debe suministrar  $\frac{P}{E}$  cm. de altura de agua diaria a la superficie anterior, en  $H = 24 \text{ horas} - h/\text{horas}.$

Es decir  $\frac{P}{E} \times 100 \text{ m}^3/Ha.$  en  $(24-h)$  horas =  $(24-h)$  60 minutos.

Esto quiere decir que con funcionamiento de 24 horas es necesario un caudal unitario de suministro en litros/minuto  $Ha.$

$$q = \frac{P}{E} \times 100 \times 1000 \times \frac{1}{24 \times 60} \text{ y en caso de } H-h \text{ horas.}$$

$q' = \frac{P}{E} \times 100 \times 1000 \times \frac{1}{(24-h) 60}$  Expresiones que la segunda se deriva de la primera teniendo en cuenta que el rendimiento del funcionamiento diario es  $\frac{24-h}{24}$  y por tanto que la expresión primera debe dividirse por este valor  $\frac{q}{q'} = \frac{24-h}{24}$  --  
 $q' = \frac{24 q}{24-h}.$

Es decir, incrementar el consumo diario  $\frac{P}{E}$  cm. pasando a  $\frac{P}{E(24-h)/24}$  cm. que es lo mismo que dividirlo por el tanto por uno de la utilización por la Unidad en las 24 horas.

Resumiendo lo anterior, el cálculo del caudal que debe suministrar la Unidad PIVOT que actúa en los dos campos es

$Q = q \times S = q \times 2S_1$  ó  $Q' = q' \times S = q' \times 2S_1$  en 24 horas de funcionamiento ó 24-h.

Por tanto:

$Q = q \times S$  y según el valor de  $q$  anterior.

$$Q = \frac{P}{E} \times 100 \times 1000 \times \frac{1}{24 \times 60} \times S \text{ (l.p.m.)} = \frac{2PS_1 \times 100 \times 1000}{E \times 24 \times 60} =$$

= l.p.m. en 24 horas de funcionamiento.

O bien:

$$Q' = q' \times S = \frac{24 \times q}{24 - h} \times 2S_1 = 24 \times \frac{P \times 100 \times 1000}{E \times 24 \times 60} \times \frac{24}{24 - h} \times 2S_1 =$$

$$= \frac{2PS \times 100 \times 1000}{E(24-h) \times 60} \text{ en } 24-h \text{ horas de funcionamiento.}$$

Asimismo el tiempo de acción de la Unidad en cada zona  $S_1$  es  $\frac{24-h}{2}$  horas máximo. Tiempo máximo al mismo tiempo de -- dar una vuelta o revolución.

La comprobación de si este tiempo proporciona una velocidad admisible para el PIVOT, se obtiene de la fórmula conocida.

$2r = v \times t \times 60$ , siendo  $r$  = radio de alcance del último grupo de aspersores y  $t = \frac{24-h}{2}$

$$v = \frac{2r}{\frac{24-h}{2} \times 60} = \frac{r}{15(24-h)} \text{ m/minuto (1)}$$

Si con esta disposición se suministran altura de agua; que no producen encharcamiento o escorrentía, debido a la elevada permeabilidad del suelo en los horarios anteriores, se puede utilizar la Unidad PIVOT, para regar dos campos que confrontan.

Norma a seguir en la utilización de la Unidad Pivot en dos zonas.

La marcha de cálculo a seguir, como resumen de lo anterior, para la utilización de la Unidad PIVOT en dos zonas -

de riego que confrontan, es la siguiente:

La fórmula que hemos dado para el caudal que una Unidad PIVOT precisa es:

$$Q = \frac{P \times S \times 100 \times 1000}{24 \times 60}$$
 siendo P en cm/día la necesidad neta de los cultivos y S en Has. la superficie de riego Q se obtiene en l.p.m.

Al regar dos campos  $S = S_1 + S_2$  y por lo expuesto de conservar la unidad su radio de alcance  $R \quad S_1 = S_2$ .

$$S = 2S_1$$

El caudal anterior necesario es:

$$Q = \frac{P \times 2 \times S_1 \times 100 \times 1000}{24 \times 60} = 139,88 \times P \times S_1$$
 con rendimiento de riego 100%.

Si el rendimiento es E en tanto por uno

$$Q = 139,88 \times \frac{P \times S_1}{E}$$

Para el cálculo de este caudal valen los cuadros 5, 6, 7 y 8 dados anteriormente, con  $S = 2S_1$ , siendo  $S_1$  la superficie en Ha. que domina el radio de la Unidad.

Los caudales calculados anteriormente son con funcionamiento continuo de la Unidad en las 24 horas.

El tiempo preciso en cada zona para dar la dosis de riego, es por lo tanto como sigue:

Las necesidades de una de las zonas con superficie  $S_1$  es  $\frac{S_1 \times P}{E} \times 100 \text{ m}^3$ . que con el caudal anterior Q calculado -- precisa para suministrarlo H horas, de forma que

$$H \times 60 \times Q \text{ (litros)} = \frac{S_1 \times P}{E} \times 1000 \times 100 \text{ litros}$$

$$H = \frac{S_1 \times P \times 1000 \times 100}{E \times 60 \times Q} \quad \text{como } Q = 139,88 \times \frac{P \times S_1}{E} =$$

$$= \frac{P \times 2 \times S_1 \times 100 \times 1000}{24 \times 60 \times E} \quad \text{según vimos.}$$



$$H = \frac{S_1 \times P \times 1000 \times 100}{E \times 60 \times \frac{P \times 2 \times S_1 \times 100 \times 1000}{24 \times 60 \times E}} = \frac{24}{2} = 12 \text{ horas}$$

Luego se riega la superficie total en 24 horas, con acción de 12 horas en cada una de las Unidades o zonas  $S_1$ .

Ahora bien el desplazamiento de la Unidad de una zona  $S_1$  a la otra precisa  $h$  horas, el riego de las dos zonas debe realizarse en  $24-h$  horas, no existiendo funcionamiento continuo, debe incrementarse en el caudal de suministro que pasa a ser:

$$Q' = \frac{Q}{\frac{24-h}{24}} = \frac{24}{24-h} \times Q$$

En este caso las necesidades diarias de cada zona son similares a las anteriores  $\frac{S_1 \times P}{E} \times 100 \text{ m}^3$ . y el caudal  $Q'$  de be suministrarlo en  $H$  horas tal que

$$H \times Q' \times 60 \text{ (litros)} = \frac{P \times S_1}{E} \times 100 \times 1000 \text{ litros}$$

$$H = \frac{S_1 \times P \times 100 \times 1000}{E \times 60 \times Q'} \text{ como } Q' = \frac{24}{24-h} \times Q =$$

$$= \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000}{24 \times 60 \times E} \times \frac{24}{24-h} = \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000}{60 \times E \times (24-h)}$$

$$H = \frac{S_1 \times P \times 100 \times 1000}{E \times 60 \times 2P \times S_1 \times 100 \times 1000} = \frac{24-h}{2} \text{ horas}$$

Esto quiere decir que se riega la superficie total  $S$  en  $24-h$  horas con  $h$  horas de desplazamiento y  $\frac{24-h}{2}$  horas de riego en cada zona  $S_1$ .

Partiendo de los caudales y horarios anteriores las dosis netas y globales  $D_N$  y  $D_G$  por zona son:

$$D_G = Q \text{ l.p.m.} \times H \times 60 \text{ litros en } S_1 \text{ Ha. o}$$

$$S_1 \times 10.000 \text{ m}^2,$$

Esta dosis en metros de altura de agua es:

$D_G = \frac{Q \times H \times 60}{1000} \times \frac{1}{S_1 \times 10000}$ , y siendo  $Q = \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000}{24 \times 60 \times E}$   
según vimos anteriormente y  $H = \frac{24}{2}$  horas en el caso de funcionamiento continuo diario.

$$D_G = \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000 \times \frac{24}{2} \times 60}{1000 \times 24 \times 60 \times E} \times \frac{1}{S_1 \times 10000} =$$

$$= \frac{P}{E} \times \frac{1}{100} \text{ m.}, \frac{P}{E} \text{ cm.}, \frac{P}{E} \times \frac{1}{10} \text{ mm.}$$

Que prueba es correcto el cálculo.

En el caso de 24-h horas de funcionamiento diario

$$D_G = \frac{Q' \times H \times 60}{1000} \times \frac{1}{S_1 \times 10000} \text{ y siendo } Q' =$$

$$= \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000}{60 \times E (24-h)} \text{ así como } H = \frac{24-h}{2}$$

$$D_G = \frac{2P \times S_1 \times 100 \times 1000}{60 \times E (24-h)} \times \frac{(24-h) \times 60}{2 \times 1000} \times \frac{1}{S_1 \times 10000} =$$

$$= \frac{P}{E} \times \frac{1}{100} \text{ m.}, \frac{P}{E} \text{ cm.}, \frac{P}{E} \times 10 \text{ mm.}$$

como en el caso anterior.

Aplicación de lo anterior en el caso de implantar en cada zona distintos cultivos.-

---

En este caso cada zona precisa las dosis globales  $\frac{P_1}{E}$  y  $\frac{P_2}{E}$  y con acción de la Unidad PIVOT en  $S = 2S_1$ .

$P_1 > P_2$  y el desplazamiento de la Unidad precisa  $h$  horas y el tiempo máximo de riego es 24-h.

La necesidad de la primera zona es  $\frac{P_1}{E} \times 100 \times S_1 \times 1000$  litros/día.

La necesidad de la segunda zona es  $\frac{P_2}{E} \times 100 \times S_1 \times 1000$  litros/día.

Caudal total necesario  $100 \times S_1 \times 1000 \times \frac{1}{E} \times (P_1 + P_2)$  litros por día y

$Q = \frac{100.000 \times S_1}{E \times 24 \times 60} (P_1 + P_2)$  l.p.m. pero al ser 24-h el horario de riego

$$Q' = \frac{100.000 \times S_1}{E \times 60 \times (24-h)} (P_1 + P_2) \text{ l.p.m.} = 1.666,56 \times \frac{S_1 (P_1 + P_2)}{(24-h) E} \text{ l.p.m.}$$

Las horas de riego necesarias en cada superficie son:

Primera zona de consumo  $P_1$  cm/día.

$$\frac{P_1}{E} \times 100 \times S_1 \times 1000 = H_1 \times 60 \times Q'$$

$$H_1 = \frac{P_1}{E} \times 100.000 \times S_1 \times \frac{1}{60} \times \frac{E \times 60 (24-h)}{100.000 \times S_1 (P_1 + P_2)} =$$

$$= (24-h) \frac{P_1}{P_1 + P_2}$$

Segunda zona de consumo  $P_2$  cm/día

$$\frac{P_2}{E} \times 100 \times S_1 \times 1000 = H_2 \times 60 \times Q'$$

$$H_2 = \frac{P_2}{E} \times 100.000 \times S_1 \times \frac{1}{60} \times \frac{E \times 60 (24-h)}{100.000 \times S_1 (P_1 + P_2)} =$$

$$= (24-h) \frac{P_2}{P_1 + P_2}$$

$$H_1 + H_2 = (24-h) \left( \frac{P_1}{P_1 + P_2} + \frac{P_2}{P_1 + P_2} \right) = 24-h \text{ horario de riego.}$$

### Cálculo de las características hidráulicas de una Unidad PIVOT

Según los cálculos y normativa dada anteriormente, se obtiene en el cálculo de una Unidad PIVOT como primer paso, - el caudal  $Q$  en l.p.m. que debe suministrar superficie de acción  $S$  en Has., radio  $R$  de esta superficie nº de torres que debe constituir la y distancia  $R_1$  de la última torre al eje de giro.

El segundo paso es en base de las características anteriores diseñar hidráulicamente la Unidad, en relación con los aspersores a instalar, tipo, radio de alcance, presión, caudal, separación, etc.

Pues bien aplicamos la normativa expuesta a este fin en epígrafes anteriores y para mayor claridad lo haremos con un ejemplo.

Según el cálculo anterior se ha elegido una unidad de:

$$Q = 2.280 \text{ l.p.m.}$$

$$\text{Superficie de acción } S = 30 \text{ Has.}$$

$$\text{Radio de la superficie } R = 309,10 \text{ m.}$$

$$\text{Nº de Torres } 7.$$

$$\text{Distancia del eje de giro a la última torre:}$$

$$R_1 = 268,22 \text{ m.}$$

-----

El diseño hidráulico de la Unidad en relación con las características de los aspersores a implantar es como sigue:

El caudal unitario por  $\text{m}^2$ . necesario es:

$$q_0 = \frac{2.280}{\pi R^2} = \frac{2.280}{30 \times 10.000} = 0,0076 \text{ l/minuto } \text{m}^2.$$

Según el cálculo expuesto en el epígrafe Análisis Hidráulico de los aspersores y disposición a lo largo de la línea o ala de riego, tenemos

Primer aspersor:

Se adopta para este aspersor próximo al eje de giro en radio de alcance

$$r_a = 10 \text{ m.}$$

$$\text{Distancia al eje de giro } \frac{r_a}{\sqrt{2}} = 7,09 \text{ m.}$$

$$q_1 = q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} = 4,056 \text{ l.p.m.} \sim 1,08 \text{ g.p.m.}$$

(galones por minuto).

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 840 P Ø Boquilla 3/32"

Debe trabajar a  $p = 1,58 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en el catálogo alcance  $r = 9,86 \text{ m.}$  válido.

( $n_1$ ) - Segundo aspersor:

La designación  $n_1$  es para reflejar cambio radio de alcance en  $n_1 = 2$  aspersores primeros, con arreglo a la nomenclatura general.

$r_a = 10 \text{ m.}$  Dista del anterior  $1^{\circ} \dots 10 \text{ m.}$

$$q_2 = 2\pi q_0 \frac{r_a^2}{\sqrt{2}} + 2q_0 r_a^2 = 2\pi q_0 r_a^2 \frac{\sqrt{2} + 1}{\sqrt{2}} = 8,112 \text{ l.p.m.}$$

$$2,16 \text{ g.p.m.}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 840 P Ø Boquilla 1/8".

Debe trabajar a  $p = 1,68 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en catálogo alcance  $r = 10,58 \text{ m.}$  válido.

( $n_1 + 1$ ) - Tercer aspersor:

Incrementa el caudal del  $2^{\circ}$  en  $2\pi q_0 r_a^2 = 4,77 \text{ l.p.m.}$  y este incremento en los aspersores comerciales obliga a -- aumentar el radio de alcance a  $r_b = 12 \text{ m.}$

Tercer aspersor

Cambia el radio de  $r_a = 10$  a  $r_b = 12 \text{ m.}$

Distancia del aspersor anterior =  $\frac{10 + 12}{2} = 11 \text{ m.}$

y radio 11 m.

$$\begin{aligned}
 q_3 &= \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{2n_1 - 1}{\sqrt{2}} \right) r_a^2 + r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + \frac{r_b^2}{2} \right] = \\
 &= 14,70 \text{ l.p.m.} \\
 & \quad 3,92 \text{ g.p.m.}
 \end{aligned}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 856 Q-2 Ø Boquilla 5/32"

Debe trabajar a 2,12 Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo alcance  $r = 12,31$  m. Es conveniente ajuste para reducirlo a 11 m.

$(n_1 + 2)$  - Cuarto aspersor:

$r_b = 12$  m. Distancia del aspersor anterior 11 m.

$$\begin{aligned}
 q_4 &= 2\pi q_0 r_a r_b \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) + 2\pi q_0 (n_2 - 1) r_b^2 = \\
 &= 22,43 \text{ l.p.m.} \\
 & \quad 5,98 \text{ g.p.m.}
 \end{aligned}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 856 Q-2 Ø 5/32 × 3/32 en boquilla.

Debe trabajar a 2,78 Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo con esta presión alcance  $r = 12,43$  m. Es conveniente ajustarlo para reducir su alcance a 11 m., aumentando Ø boquilla, con reducción de presión.

$n_1 + n_2$

Quinto aspersor:

Incrementa el caudal del anterior en:

$$2\pi q_0 \times r_a^2 = 6,87 \text{ l.p.m.}$$

Distancia del anterior 12 m.,  $r_b = 12$  m.

$$q_5 = 22,43 + 6,87 = 29,30 \text{ l.p.m.} \sim 7,81 \text{ g.p.m.}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 856 G-2 Ø Boquilla 11/60 × 1/8

Debe trabajar a  $p = 2,67 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en catálogo alcance  $r = 12,66 \text{ m.}$  válido.

$$n_1 + n_2 + 1(n_3)$$

(2) (3)

Sexto aspersor:

El incremento de caudal obliga a cambiar el radio del aspersor de  $r_b = 12 \text{ m.}$  a  $r_c = 14 \text{ m.}$

Distancia del aspersor anterior  $\frac{12 + 14}{2} = 13 \text{ m.}$  y radio de alcance 13 m.

$$q_6 = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_b + r_a r_c) + n_2 r_b r_c + \frac{2n_2 - 1}{2} r_b^2 + \frac{r_c^2}{2} \right] = 42,04 \text{ l.p.m.} - 11,21 \text{ g.p.m.}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 860 G-2 Ø Boquilla 7/32 × 1/8

Debe trabajar a  $p = 3,01 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en catálogo radio de alcance 15,78 m., precisa ajuste de radio de alcance a 13 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + 1$$

Séptimo aspersor:

El incremento de caudal obliga a cambiar el radio del aspersor de  $r_a = 14 \text{ m.}$  a  $r_d = 18 \text{ m.}$

Distancia del anterior  $\frac{18 + 12}{2} = 15 \text{ m.}$

$$q_7 = \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_a r_c + r_c r_b) + n_2 (r_b r_c + r_b r_d) + \right]$$

$$+ n_3 r_c r_d + \frac{2n_3 - 1}{2} r_c^2 + \frac{r_d^2}{2} \Big] = 51,78 \text{ l.p.m.}$$

$$13,64 \text{ g.p.m.}$$

$$\text{Radio } \frac{14 + 18}{2} = 16$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 865 G-2 Ø Boquilla 3/16 × 3/16

Debe trabajar a  $p = 3,22 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en catálogo radio de alcance  $r = 17,04$  precisa ajuste radio de alcance a 16 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + 2$$

Octavo aspersor:

$$r_d = 18 \text{ m. Distancia del anterior } \frac{18 + 14}{2} = 16 \text{ m.}$$

y radio 18 m.

$$q_8 = 2\pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_d + n_2 r_b r_d + n_3 r_c r_d + r_d^2 \right] =$$

$$= 81,61 \text{ l.p.m.} - 21,76 \text{ g.p.m.}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 865 G-2 Ø Boquilla 1/4 × 3/16

Debe trabajar a  $p = 4,62 \text{ Kg/cm}^2$ . y tiene en catálogo radio de alcance  $r = 19,86$  m.

Precisa ajuste radio de alcance a 18 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + 3$$

Noveno aspersor:

$$r_d = 18 \text{ m. Distancia del anterior } 18 \text{ m.}$$

Incrementa el caudal anterior en  $2\pi q_0 r_d^2 = 15,46 \text{ l.p.m.}$



Caudal  $81,61 + 15,46 = 97,07$  l.p.m. - 25,88 g.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

/  
RAINER 865 G-2 Ø Boquilla, 9/32 × 3/16

Debe trabajar a  $p = 4,61$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo alcance  $r = 20,60$  m. precisa ajuste radio de alcance a 18 m.

$n_1 + n_2 + n_3 + 4$

Décimo aspersor:

$r_d = 18$  m. Distancia del anterior 18 m.

Incrementa el caudal del anterior en  $2\pi q_0 r_d^2 = 15,46$  l.p.m.

Caudal  $97,07 + 15,46 = 112,53$  l.p.m. - 30 g.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 865 G-2 Ø Boquilla 5/16 × 3/16

Debe trabajar a  $p = 4,57$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo alcance  $r = 20,94$  m. precisa ajuste radio de alcance a 18 m.

$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 5$

Undécimo aspersor:

$r_d = 18$  m. Distancia del anterior 18 m.

Incrementa el caudal del anterior en  $2\pi q_0 r_d^2 = 15,46$  l.p.m.

Caudal  $112,53 + 15,46 = 127,99$  l.p.m. - 34,12 g.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 865 G-2 Ø 11/32 × 3/16

Debe trabajar a  $p = 4,37$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo radio de alcance  $r = 21,33$  m. precisa ajuste radio de alcance a 18 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 1$$

Duodécimo aspersor:

El incremento de caudal obliga a incrementar el radio de alcance de  $r_d = 18$  m. a  $r_e = 22$  m.

Distancia del anterior  $\frac{18 + 22}{2} = 20$  m. y radio 20 m.

$$\begin{aligned} q_{12} &= \pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) (r_c r_d + r_c r_e) + n_2 (r_b r_b + r_b r_e) + \right. \\ &\quad \left. + n_3 (r_a r_d + r_a r_e) + n_4 r_d r_e + \frac{2n_4 - 1}{2} r_d^2 + \frac{r_e^2}{2} \right] = \\ &= 161,32 \text{ l.p.m.} - 43,01 \text{ g.p.m.} \end{aligned}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 880 G-2 Ø Boquilla 3/8 × 1/4

Debe trabajar a  $p = 3,5$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo radio de alcance 22,95 válido. Precisa ajuste radio alcance a 20 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 2$$

13º aspersor:

$r_e = 22$  m. Distancia del anterior 20 m.

$$\begin{aligned} q_{13} &= 2\pi q_0 \left[ \left( \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 \right) r_a r_e + n_2 r_b r_e + n_3 r_c r_e + \right. \\ &\quad \left. + n_4 r_d r_e + r_e^2 \right] = 198,45 \text{ l.p.m.} - 52,92 \text{ g.p.m.} \end{aligned}$$

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 880 G-2 Ø Boquilla 3/8 × 1/4

Debe trabajar a 5,5 Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo radio de alcance 25,99 m. Es preciso reducir el radio de alcance a 20 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 3$$

14º aspersor:

$r_e = 22$  m. Distancia del anterior 22 m.

Incrementa el caudal del anterior  $2\pi q_0 r_e^2 = 23,10$  l.p.m.

Caudal  $198,45 + 23,10 = 221,55$  l.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 880 G-2 Ø Boquilla 7/16 x 1/4

Debe trabajar a  $4,54$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo alcance  $r = 23,93$  m. Es preciso reducir el radio de alcance a 22 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + 4$$

15º aspersor:

$r_e = 22$  m. Distancia del anterior 22 m.

Incrementa el caudal del anterior en  $2\pi q_0 r_e^2 = 23,10$  l.p.m.

Caudal  $221,55 + 23,10 = 244,65$  l.p.m. - 65,24 g.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 880 G-2 Ø Boquilla 1/2 x 1/4

Debe trabajar a  $p = 4,3$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo radio de alcance  $r = 26,5$  m. Es preciso reducir el radio de alcance a 22 m.

$$n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

16º aspersor:

$r_e = 22$  m. Distancia del anterior 22 m.

Incrementa el caudal del anterior en  $2\pi q_0 r_e^2 = 23,10$  l.p.m.

Caudal  $224,65 + 23,10 = 267,75$  l.p.m.     $71,46$  g.p.m.

El aspersor comercial que se adapta a estas características es:

RAINER 880 G-2 Ø Boquilla  $1/2 \times 1/4$

Debe trabajar a  $p = 4,9$  Kg/cm<sup>2</sup>. y tiene en catálogo - radio de alcance  $r = 27,15$  m. Es preciso reducir el radio de alcance a 22 m.

Según el catálogo del equígrafe antes indicado la distancia del aspersor 16 al eje de giro es:

$$\begin{aligned} r_a \frac{1}{\sqrt{2}} + n_1 + n_2 r_b + n_3 r_c + n_4 r_d + (n_5 - 1) r_e &= \\ = 10 \frac{1}{\sqrt{2}} + 2 + 3 \times 12 + 1 \times 14 + 5 \times 18 + 4 \times 22 &= \\ = 255,09 \text{ m.} \end{aligned}$$

que concuerda con las separaciones anteriores

$$\begin{aligned} 7,09 + 10 + 11 + 11 + 12 + 13 + 15,5 + 15,5 + \\ + 18 + 18 + 20 + 20 + 22 + 22 + 22 = 7,09 + \\ + 32 + 25 + 31 + 54 + 40 + 66 = 255,09 \end{aligned}$$

Distancia = 255,09 m.

CUADRO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL ALA DE RIEGO

Aspersor Nº	Distancia al eje de giro.	Distancia del anterior.	Modelo	Ø Boquilla	Presión en bo- quilla.	Radio mts.	Caudal l.p.m.
1	7,09	-	RAINER 840P	3/32"	1,58 Kg/cm <sup>2</sup>	10	4,056
2=n <sub>1</sub>	17,09	10	"	1/8"	1,68"	10	8,112
3=n <sub>1</sub> + 1	28,09	11	RAINER 856Q-2	5/32"	2,12"	11(12,31)	14,700
4=n <sub>1</sub> + 2	39,09	11	RAINER 856Q-2	5/32 × 3/32	2,78"	11(12,43)	22,430
5=n <sub>1</sub> + 3= =n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub>	51,00	12	"	11/64 × 1/8	2,67"	12	29,300
6=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub>	64,09	13	RAINER 860Q-2	7/32 × 1/8	3,01"	13(15,78)	42,040
7=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + + n <sub>3</sub> + 1	79,00	15,00	RAINER 865Q-2	3/16 × 3/16	3,22"	16(17,04)	51,78
8=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + + n <sub>3</sub> + 2	95,09	16,00	RAINER 865Q-2	1/4 × 3/16	4,62"	18(19,68)	81,61
9=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + + n <sub>3</sub> + 3	113,09	18,00	"	9/32 × 3/16	4,61"	18(20,60)	97,07
10=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + + n <sub>3</sub> + 4	131,09	18,00	"	5/16 × 3/16	4,57"	18(20,94)	112,53
11=n <sub>2</sub> + n <sub>2</sub> + + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub>	149,09	18,00	"	11/32 × 3/16	4,37"	18(21,33)	127,99
12=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub> + 1	169,09	20,00	RAINER 880Q-2	3/8 × 1/4	3,50"	10(22,95)	161,32
13=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub> + 2	189,09	20,00	"	3/8 × 1/4	5,50"	20(25,99)	198,45
14=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub> + 3	211,09	22,00	"	7/16 × 1/4	4,54"	20(25,93)	221,55
15=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub> + 4	233,09	22,00	"	1/2 × 1/4	4,3"	22(26,50)	244,65
16=n <sub>1</sub> + n <sub>2</sub> + n <sub>3</sub> + n <sub>4</sub> + n <sub>5</sub>	255,09	22,00	"	1/2 × 1/4	4,9"	22(27,15)	267,75

La unidad tiene de radio del último aspersor 255,09.

El cañón debe situarse a 22 m. del anterior 277,05.

Como el radio total es 309,10 el radio de alcance del cañón 32,01 m.

Como la última torre dista 268,22

277,05 - 268,22 = 8,87 m. de brazo desde la última torre.

Características del aspersor final sectorial

Caudal chorro pequeño

$$2\pi \times (255,09 + 11) \times 22 \times \frac{q_0}{2} = 3,14 \times 266,09 \times$$

$$\times 22 \times 0,0076 = 139,70 \text{ l.p.m.}$$

Radio = 22 m.

Caudal chorro grande

$$2\pi \times (255,09 + 22 + 16,005) \times 32,01 \times q_0 =$$

$$= 6,28 \times 293,095 \times 32,01 \times 0,0076 = 447,78 \text{ l.p.m.}$$

Radio alcance 32,01 m.

La suma de los caudales de los aspersores incluido el final sectorial es

$$Q = 2272,81 \text{ l.p.m.}$$

que coincide con  $Q = 2267,71 \text{ l.p.m.}$  como necesario de la unidad.

APLICACION DE LA NORMATIVA EXPUESTA EN ESTE  
TRABAJO PARA EL CALCULO DE UNA  
UNIDAD PIVOT

---

Como resumen de lo expuesto en este trabajo, en relación con la normativa que debe regir el diseño de una unidad PIVOT de riego y el cálculo hidráulico de los aspersores necesarios y su disposición en el ala de riego, damos un ejemplo práctico de su aplicación.

Para el cálculo hidráulico de los aspersores y su instalación a lo largo del ala de riego, dimos el ejemplo práctico anterior. Esta se refiere a la determinación de la unidad PIVOT comercial que debe adquirirse y sus características. En este epígrafe vamos a exponer la normativa que precede al cálculo hidráulico mencionado.

Disponemos de una superficie de terreno cuadrada de 75-00-00 Has. cuyo suelo es mullido con pendiente media del 2%. Este suelo es de perfil uniforme en 2 m. y su textura de tipo medio, estando emplazado en la provincia de Badajoz y por tanto su clima es cálido. El cultivo a implantar es alfalfa.

Se quiere regar esta superficie con una unidad PIVOT y se desea conocer las características que debe reunir.

El camino a seguir es el siguiente:

1er paso. - La unidad cubre una superficie de forma circular y por tanto el radio de la zona que debe cubrir con el riego es:

$$1^2 = 750.000 \text{ m}^2.$$

$$1 = 866,02 \text{ m.}$$

$$\text{Radio de la zona } R = 433,01 \text{ m.}$$

2º paso. - El cultivo que se implantará es alfalfa con necesidades consuntivas en el mes de mayo demanda, julio, siguientes.

Del cuadro nº 1 tenemos que la alfalfa en clima cálido tiene una necesidad diaria  $P$  de 7,62 mm/día.

El cuadro nº 2, da en clima como rendimiento de riego  $E = 70\%$  ;

Tenemos una necesidad consuntiva neta de  $P = 0,762$  - cm/día y " " " " " global  $\frac{P}{E} = 1,088$  -- cm/día.

Por otro lado, al ser según el cuadro nº 3 el desarrollo radicular de la alfalfa entre 0,90 y 1,80 m. así como uniforme el perfil del suelo en 2 m., adoptamos que en la zona objeto del estudio alcanzará 1 m.

Asímismo es conveniente como máximo regar antes que el almacén o capacidad de campo del terreno, descienda por debajo de 50% para obtener la máxima producción.

El cuadro nº 4, da para un suelo de textura media como el de la zona para el porcentaje anterior, una admisión de agua de 2,15 cm. de altura de agua por metro de profundidad.

Capacidad de almacenamiento 2,15 cm.

Dos modalidades de suministro de agua para el riego pueden adoptarse:

1º Riegos diarios de  $\frac{P}{E}$  cm/día = 1,088 cm/día



$$2^{\text{a}} \text{ Riego de dosis global } \frac{2,15}{0,7} \text{ cm.} = \frac{215}{0,7} \text{ m}^3/\text{Ha. cada}$$

$$\frac{2,15}{0,7 \times 1.088} = 2,82 \text{ días. Tomemos dos días con do-}$$

$$\text{sis global } 2 \times 0,762 = 1,524 \text{ cm.}$$

Esto se traduce en que la unidad PIVOT a instalar dé 1 vuelta diaria o 1 vuelta cada 2 días, como valores máximos.

3er paso.- La superficie real de riego de la unidad al ser su acción circular es:

$$\pi R^2 = 3/14 \times (433,01)^2 = 58-87-42 \text{ Has.}$$

Como la superficie total del terreno que ocupa es de 75-00-00 Has., se pierde el 21,5%.

Este dato sirve para el estudio económico del sistema de riego a implantar.

Según vimos en este trabajo, el caudal que debe proporcionar la unidad es:

$$Q = 69,44 \times \frac{P \times S}{E} \text{ por tanto}$$

$$Q = 69,44 \times \frac{0,762 \times 58-87-42}{0,7} = 4.447,98 \text{ l.p.m.}$$

Este mismo valor ha podido obtenerse del cuadro nº 7, para E = 70% colocando, en la escala horizontal superior el valor de S = 58-87-42 Has., haciendo descender una vertical hasta su encuentro con línea de consumo P = 0,762 cm/día y por este punto una horizontal hasta su encuentro con línea vertical de la derecha, que da el valor de Q en l.p.m.

4º paso.- Al disponer de energía eléctrica, la unidad PIVOT a instalar será de accionamiento eléctrico.

Según se ha expuesto en este trabajo, las características medias comerciales de estas Unidades son:

Velocidad máxima de giro 1,6 m/minuto y mínima 0,13 m/minuto.

La ecuación que liga la separación entre torres, distancia de la última al eje de giro y distancia del aspersor situado en su extremo final, es para aspersor final tipo cañón.

$$L - 37,5 = 38,42 \text{ m} + (n - 1) \times 38,20 + 12,24$$

$$L = \text{radio de la zona de riego} = R = 433,01 \text{ m.}$$

$n$  = número de torres necesario.

Por tanto

$$n - 1 = \frac{433,01 - 89,16}{38,20} = 9,001 \text{ torres} \quad n = 10 \text{ torres}$$

Ajuste alcance cañón final

$$L - A = 38,20 + 13,24$$

$A = 433,01 - 395,46 = 37,55 \text{ m.}$ , es correcto el alcance del cañón final.

Esta Unidad tiene, por tanto, como radio de la última torre al eje de giro el siguiente:

$R_L = 38,42 + (n - 1) \times 38,20 = 382,22 \text{ m.}$ , según se ha indicado en el trabajo.

Tenemos, por tanto, que con las velocidades máximas y mínima de la Unidad, las horas en dar 1 vuelta necesarias son:

$$H = \frac{2 \pi R_L}{V \times 60} \quad \begin{array}{l} H \text{ máximo } v = 0,13 \text{ m/minuto} \\ H \text{ mínimo } v = 1,6 \text{ m/minuto} \end{array}$$

$$H = \frac{2 \times 3,14 \times 382,22}{0,13 \times 60} = 222,25 \text{ horas máximo}$$

$$H = \frac{2 \times 3,14 \times 382,22}{1,6 \times 60} = 25 \text{ horas mínimo}$$

Lo anterior obliga a que la Unidad actúe con funcionamiento continuo de 24 horas diarias, proporcionando el consumo diario.

Por tanto la velocidad de giro debe ser:

$$v = \frac{2 \pi R_L}{H \times 60} = \frac{2 \times 3,14 \times 382,22}{1.440} = 1,666 = 1,67 \text{ m/minuto que}$$

encaja con las características comerciales, sin gran variación.

5º paso. - La profundidad a altura neta de agua que se aplica por revolución es según lo expuesto en este trabajo.

$$D_n = \frac{HP}{24} = \frac{24 \times D}{24} = P \text{ cm/día} = 0,762 \text{ cm. lo que es correcto}$$

En este punto quiere indicarse, que el tiempo necesario en dar 1 revolución el sistema, tiene 2 modalidades en su obtención.

- 1ª) La indicada en los pasos anteriores, al estar señalado previamente el radio de la Unidad.
- 2ª) Cuando no se señala el radio de la Unidad y se adapta ésta a las dos condiciones de suministro expuestas para el riego.
  - a) Riegos diarios con 1,088 cm., de altura de agua global.
  - b) Riegos cada 2 días con altura de agua global de 2,15 cm.

La marcha en este caso es la siguiente:

$$a) D_a = \frac{HP}{E \times 24} \text{ según hemos visto en este trabajo}$$

$$D_a = 1,088$$

$$E = 70\%$$

$$H = 24 \text{ horas}$$

$$P = 0,762 \text{ cm/día}$$

Se toma o señala por las condiciones del terreno una velocidad de desplazamiento de 1 m/minuto.

$$v = \frac{2 \pi R_L}{H \times 60} \quad R_L = \frac{24 \times 60 \times 1}{2 \times 3,14} = 229,9 \text{ m.} \quad 230 \text{ m.}$$

de radio máximo de la última Torre y radio de acción de la Unidad.

$$R = 230 + 13,24 + 37,5 = 290,74 \text{ m. con}$$

$$S = \pi R^2 = 3,14 \times 290,74^2 = 26-54-16 \text{ Has.}$$

$$b) D_a = \frac{HP}{E \times 24} \quad 2,15 = \frac{H \times 0,762}{0,7 \times 24} \quad H = \frac{2,15 \times 24}{1,088} = 47,42 \text{ horas}$$

Esto permite con 1 m/minuto de velocidad

$$R_L = \frac{1 \times 47,42 \times 60}{2 \times 3,14} = 453,05 \text{ m. de radio de la Uni--}$$

dad cubriendo

$$S = \pi R^2 = 3,14 \times (453,05)^2 = 64-44-98 \text{ Has.}$$

Las velocidades han sido limitadas para la Unidad, sólo bajo el punto de vista mecánico.

El cuadro nº 9 nos proporciona los valores de H en función de  $R_L$  y v, o bien el valor de v en función de H y  $R_L$ , en base de la fórmula anterior.

Con lo anterior se destaca la incidencia en el radio de la Unidad a instalar, que este sea señalado a priori o en base de las características de suministro del agua que precisen los cultivos a implantar.

En el caso del ejemplo, el radio está impuesto por la superficie a cubrir.

6º paso. - En este paso o fase de trabajo, se entra en dictaminar si la unidad PIVOT adoptada con velocidad de desplazamiento 1,67 m/minuto para dar 1 vuelta en 24 horas es correcta para proporcionar el riego sin producir encharcamiento y por tanto escorrentía.

Hemos visto en este trabajo que la pluviometría horaria máxima se produce en la zona de riego más alejada del eje de giro y es proporcionada por la fórmula

$$h \text{ mm/hora} = 76,38 \times \frac{Q}{R \times r}$$

siendo Q caudal necesario que debe proporcionar la Unidad en el caso del ejemplo  $Q = 4.447,98 \text{ l.p.m.}$

$R =$  radio de la zona de riego  $= 433,01 \text{ m.}$

$r =$  radio que cubre el último grupo de aspersores de mayor alcance  $21 \text{ m.}$

$$h = 76,38 \times \frac{4.447,98}{433,01 \times 21} = \frac{339.736,712}{9.093,21} = 37,36 \text{ mm/h.}$$

Este valor puede obtenerse del cuadro nº 10, confeccionado en base de la fórmula anterior, que da para  $\frac{Q}{R}$  en abscisas, levantando vertical hasta su encuentro con la línea de radio  $r =$  radio de alcance y por la intersección horizontal hasta su encuentro con la ordenada la pluviometría en mm/hora.

Por otro lado, hemos visto en este trabajo que según tipo de suelos y pendiente, existe una fórmula que relaciona el tiempo de aplicación de una intensidad pluviométrica a un tipo de suelo con una pendiente para no producir escorrentía.

Con ello al caso del problema corresponde el cuadro nº 11 con almacenamiento máximo superficial para pendiente del 2%, 7,62 mm.

El valor del tiempo máximo de aplicación en abscisas de 1 hora.

Como vimos en el trabajo la velocidad mínima de desplazamiento de la Unidad se da por la fórmula:

$$v = \frac{r}{30 t} \quad \begin{array}{l} r = 21 \text{ m.} \\ t = 1 \text{ hora} \end{array}$$

$v = \frac{21}{30} = 0,7 \text{ m/minuto}$  inferior a la adoptada de  $1,67 \text{ m/minuto}$  es válido.

Como resumen, se precisa una Unidad PIVOT de las características siguientes:

$Q = 4.447,98$  l.p.m.

Número de torres =  $N = 10$

Distancia 1<sup>a</sup> torre al eje de giro = 38,42 m.

Distancia entre torres = 38,20 m.

Distancia de la última torre al cañón final = 13,24 m.

Radio alcance último aspersor sectorial tipo cañón -  
 $r = 37,50$  m.

Radio alcance aspersores finales  $r = 21$  m.

Accionamiento eléctrico

Velocidad desplazamiento  $v = 1,67$  m/minuto 1 vuelta  
en 24 horas

CUADROS COMPLEMENTARIOS PARA  
EL CALCULO DE UNIDAD DE RIEGO "PIVOT"

29

CUADRO Nº 1

## NECESIDADES CONSUNTIVAS PARA CULTIVOS BASICOS Y CLIMAS

<u>Cultivo</u>	<u>Clima frío cm/día</u>	<u>Clima modera- do, cm/día</u>	<u>Clima cálido cm/día</u>	<u>Clima desér- tico, cm/día</u>
Alfalfa	0,508	0,635	0,762	0,889
Algodón	0,508	0,635	0,762	0,889
Pastos	0,508	0,635	0,762	0,889
Cereales de prima vera	0,381	0,508	0,558	0,762
Patatas	0,355	0,508	0,635	0,762
Remola-- cha azu- carera	0,508	0,635	0,762	0,889

CUADRO Nº 2

## RENDIMIENTOS EN RIEGOS POR ASPERSION SEGUN CLIMAS

<u>Clima</u>	<u>Rendimiento</u>
Frío .....	80%
Moderado .....	75%
Cálido .....	70%
Desértico .....	65%

CUADRO Nº 3

## PROFUNDIDAD DE DESARROLLO RADICULAR PARA ALGUNOS CULTIVOS

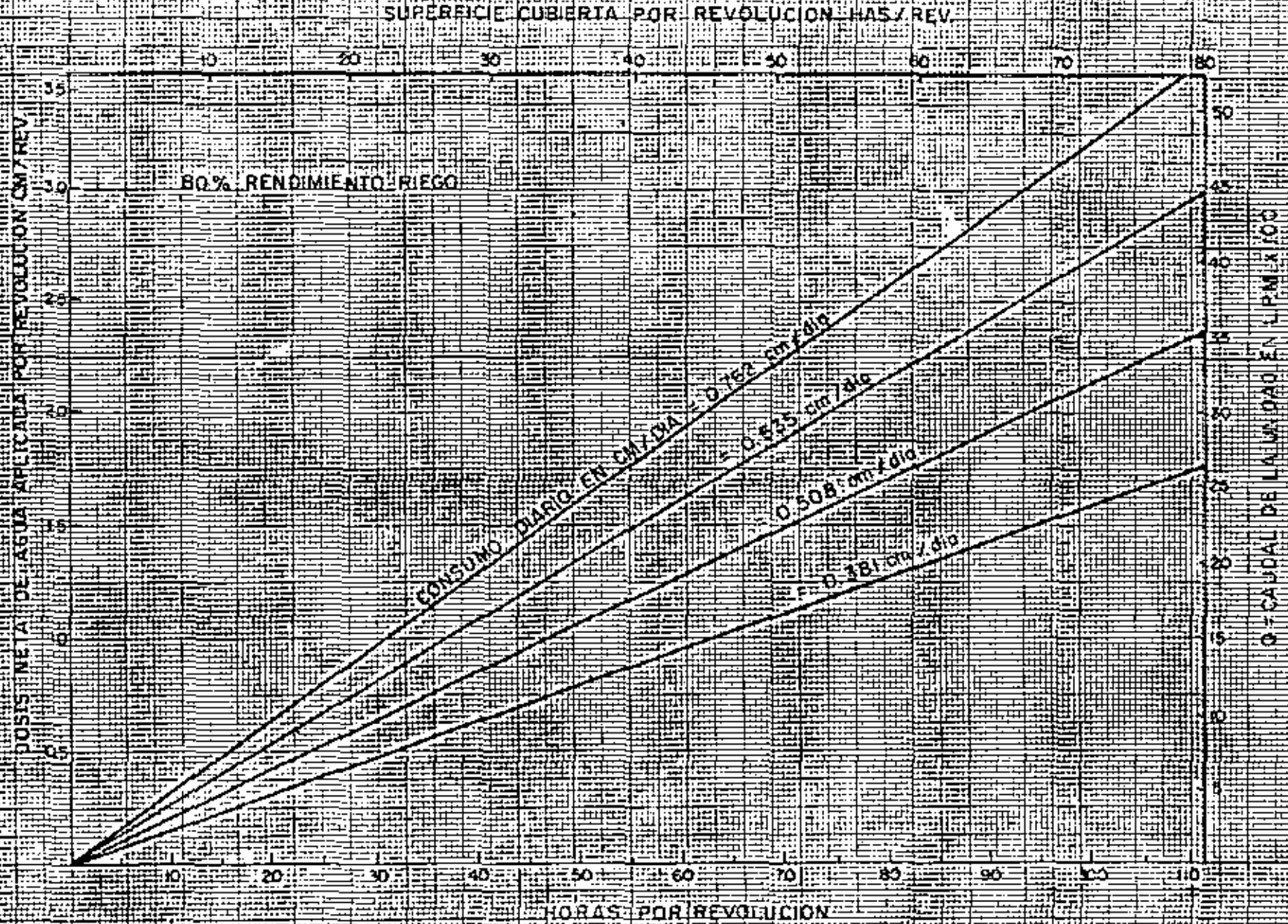
<u>Cultivo</u>	<u>Profundidad m.</u>
Alfalfa .....	0,90 a 1,80
Algodón .....	1,20
Maíz .....	0,75
Cereales invierno .....	0,60 a 0,75
Surgo para grano .....	0,75
Remolacha azucarera .....	0,60 a 0,90
Pasto de gramíneas .....	0,45
Pasto con trébol .....	0,60
Patatas .....	0,60
Batata y boniato .....	0,90

CUADRO Nº 4

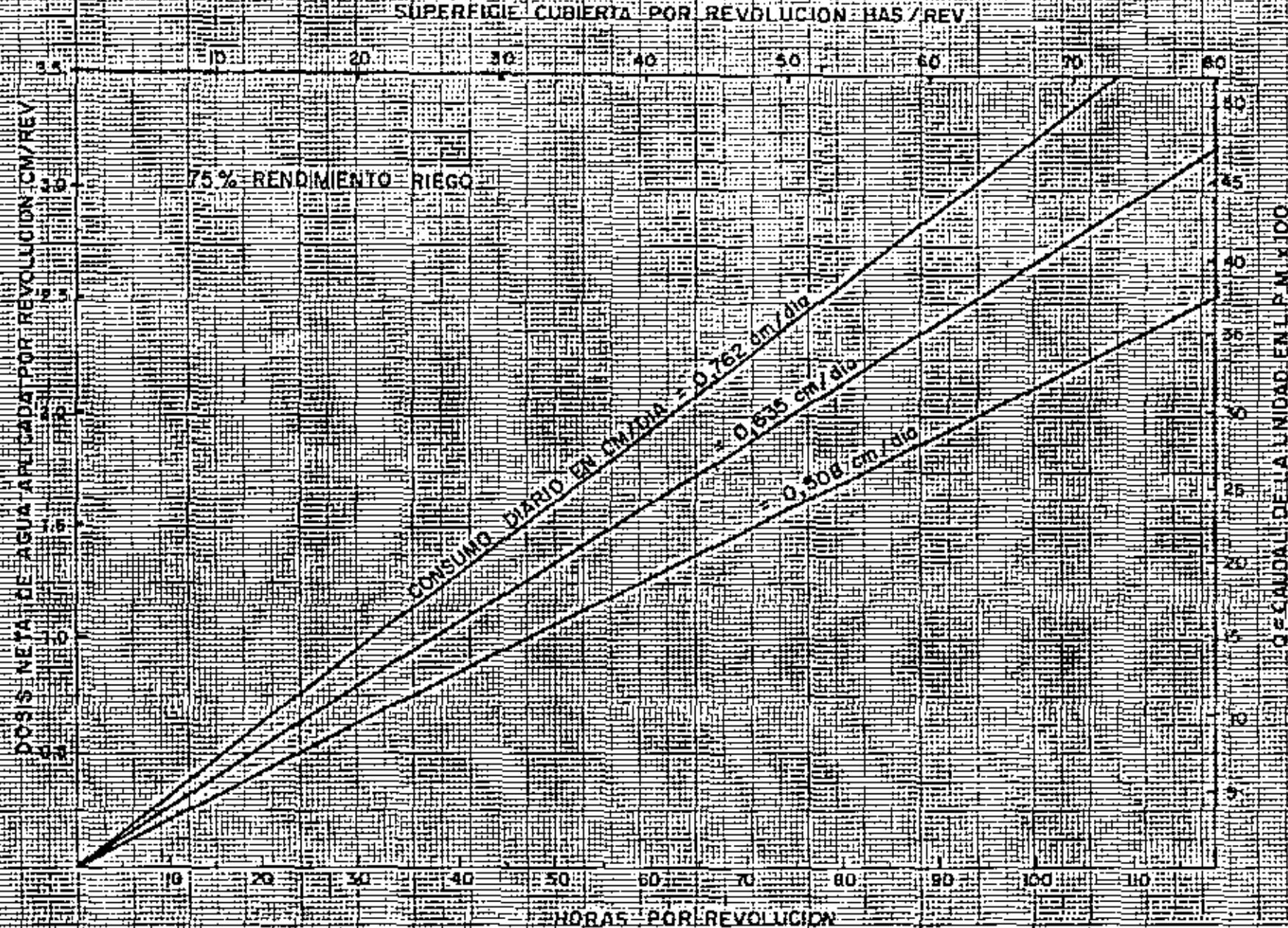
## CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE AGUA PARA DIFERENTES SUELOS Y NIVEL DE HUMEDAD PREEXISTENTE

<u>Suelo</u>	<u>CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO</u>	
	<u>Al 50% de capacidad útil mm/m.</u>	<u>Al 67% de capacidad útil mm/m.</u>
Arenoso ligero ..	12,7	8,4
Medio .....	21,6	14,5
Pesado .....	30,4	20,1

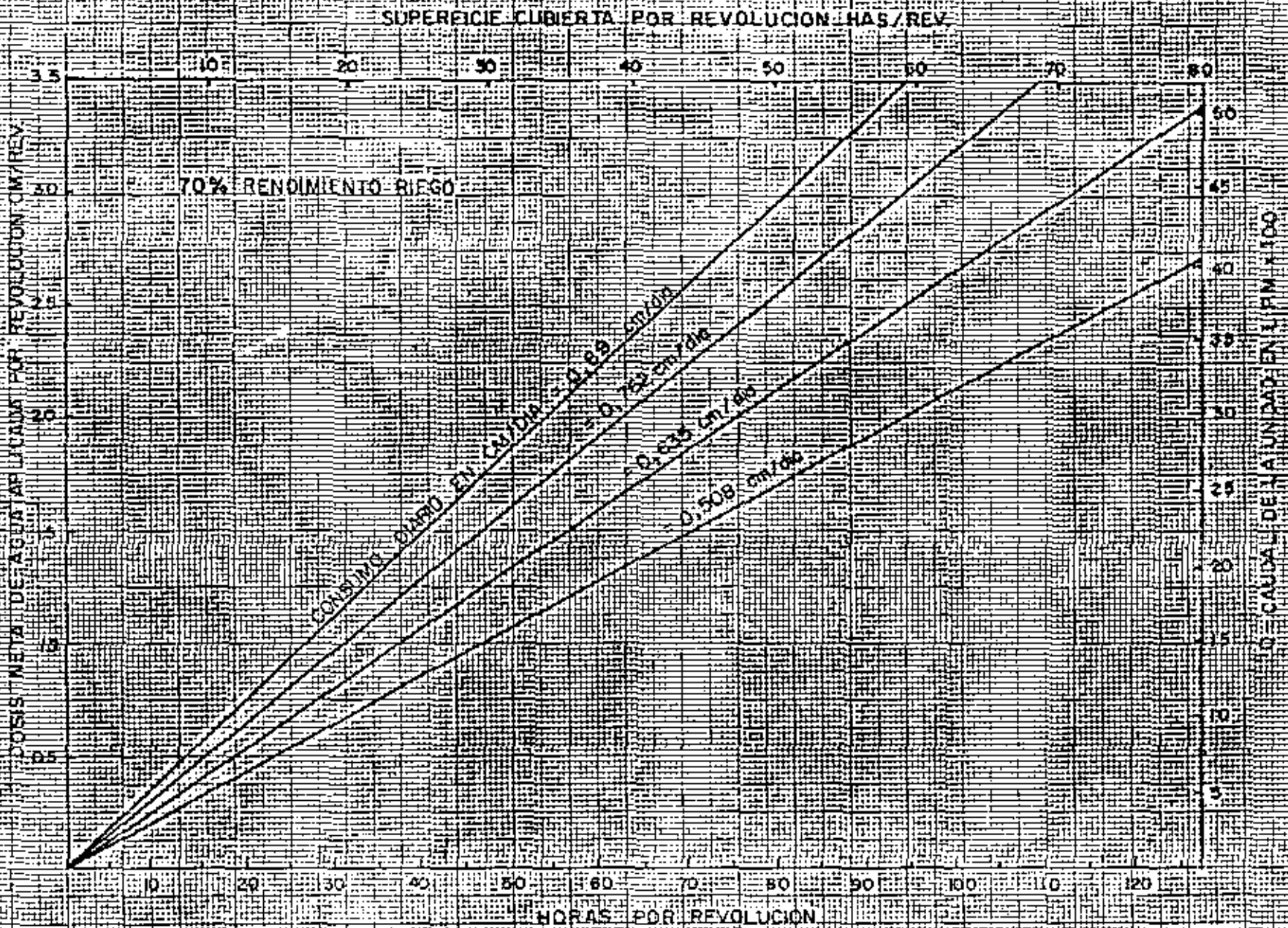




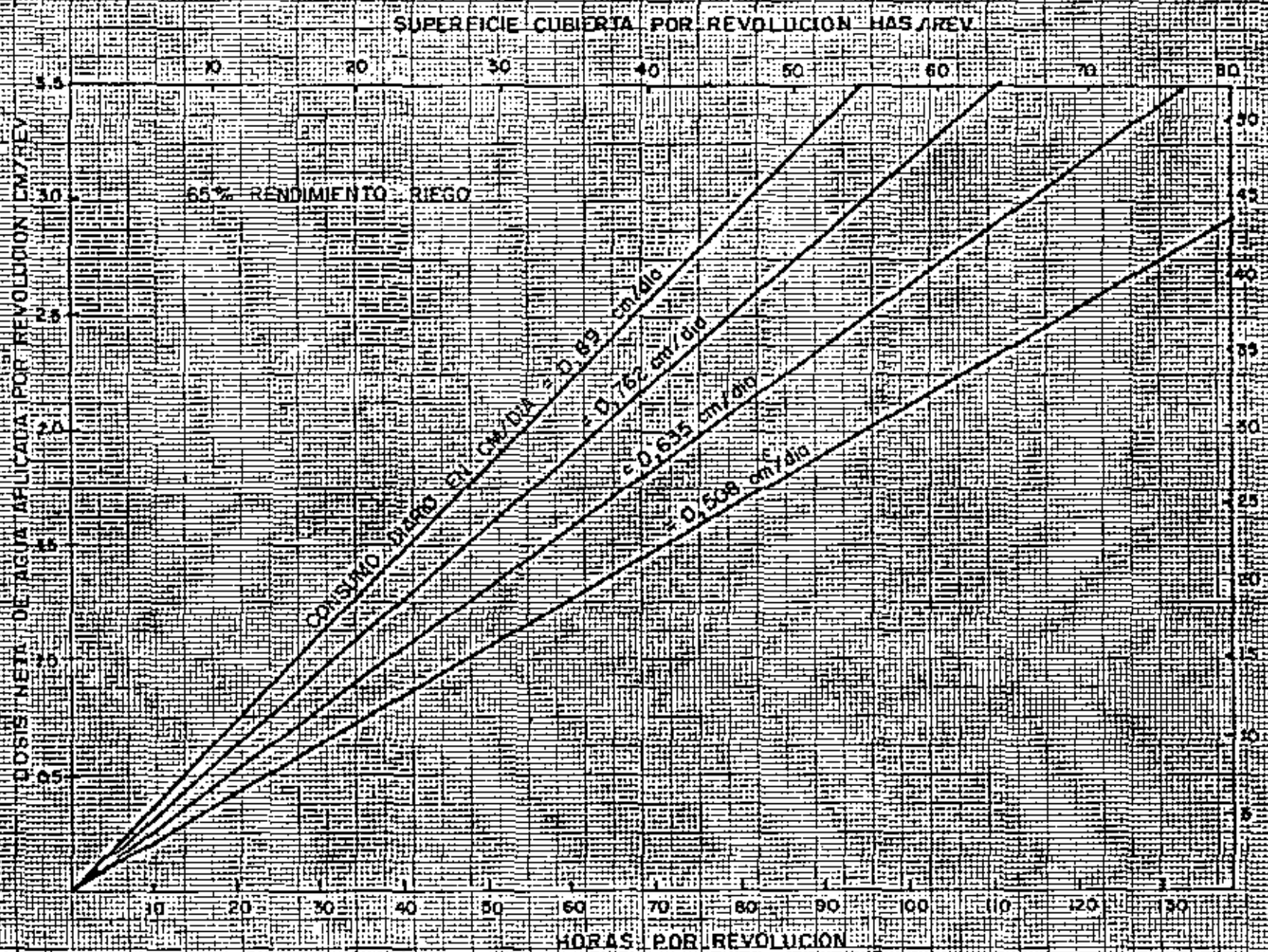
CUADRO N° 5



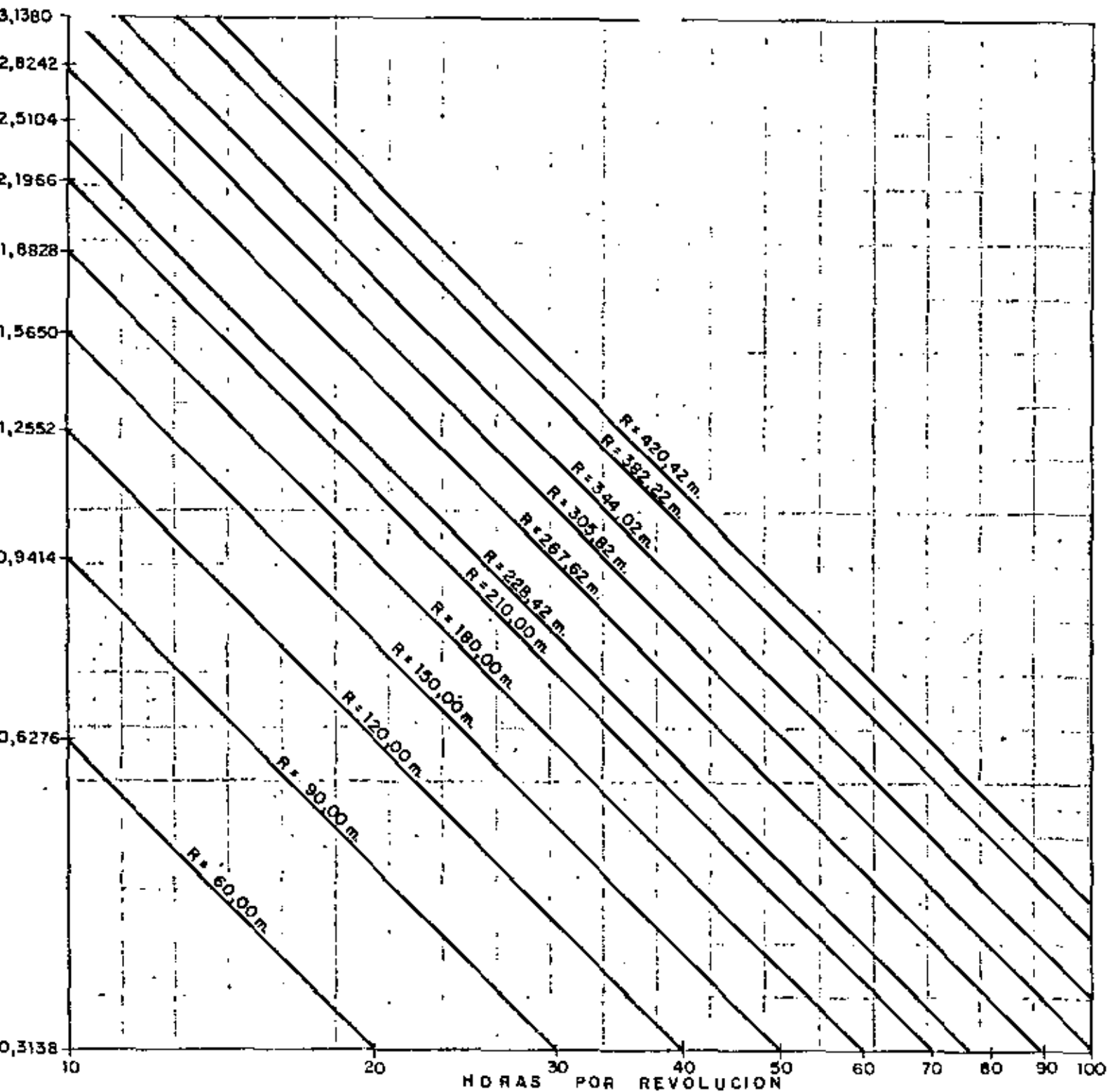
**CUADRO N°6**



CUADRO N° 7



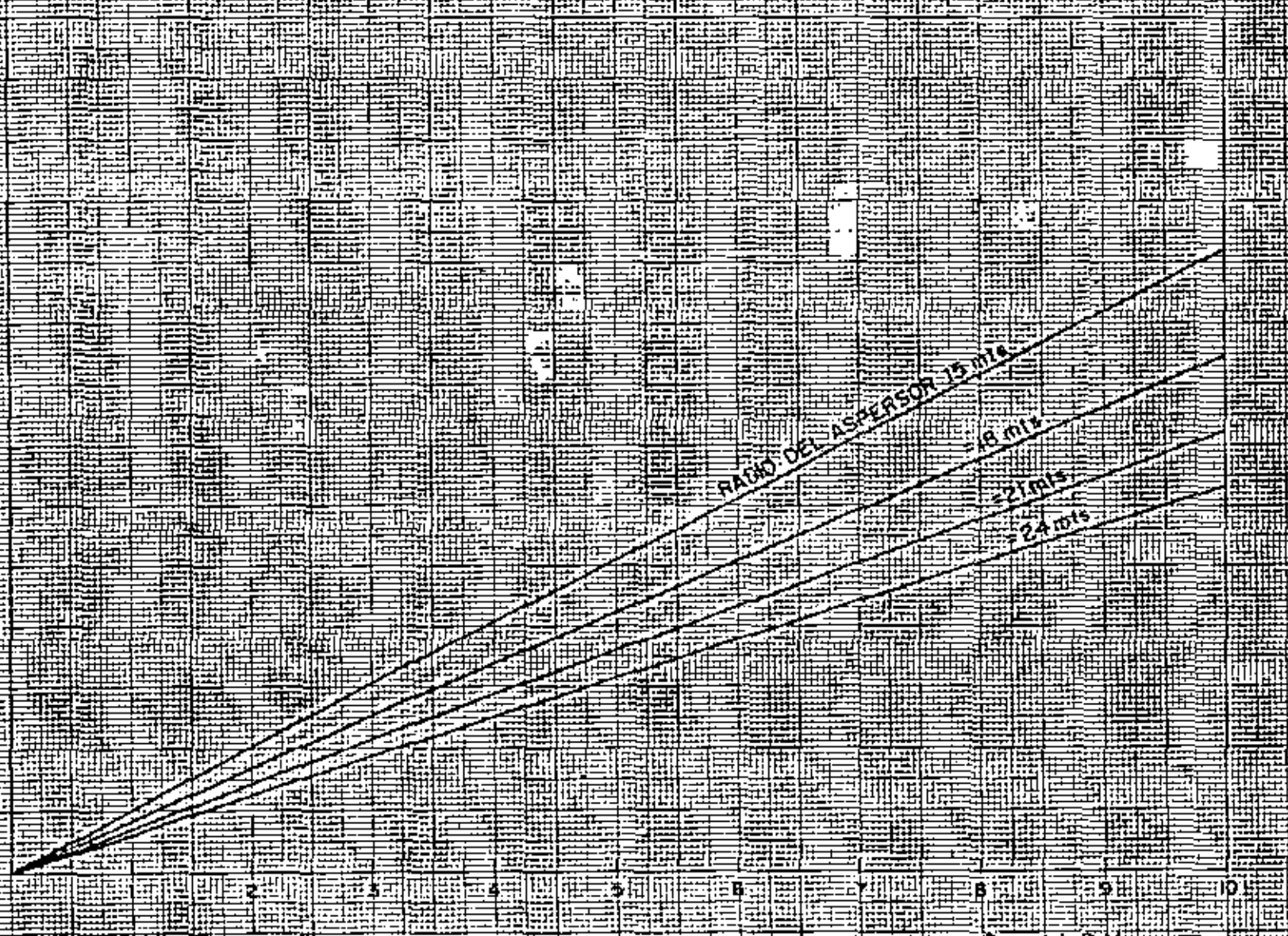
CUADRO N° 8



CUADRO N° 9

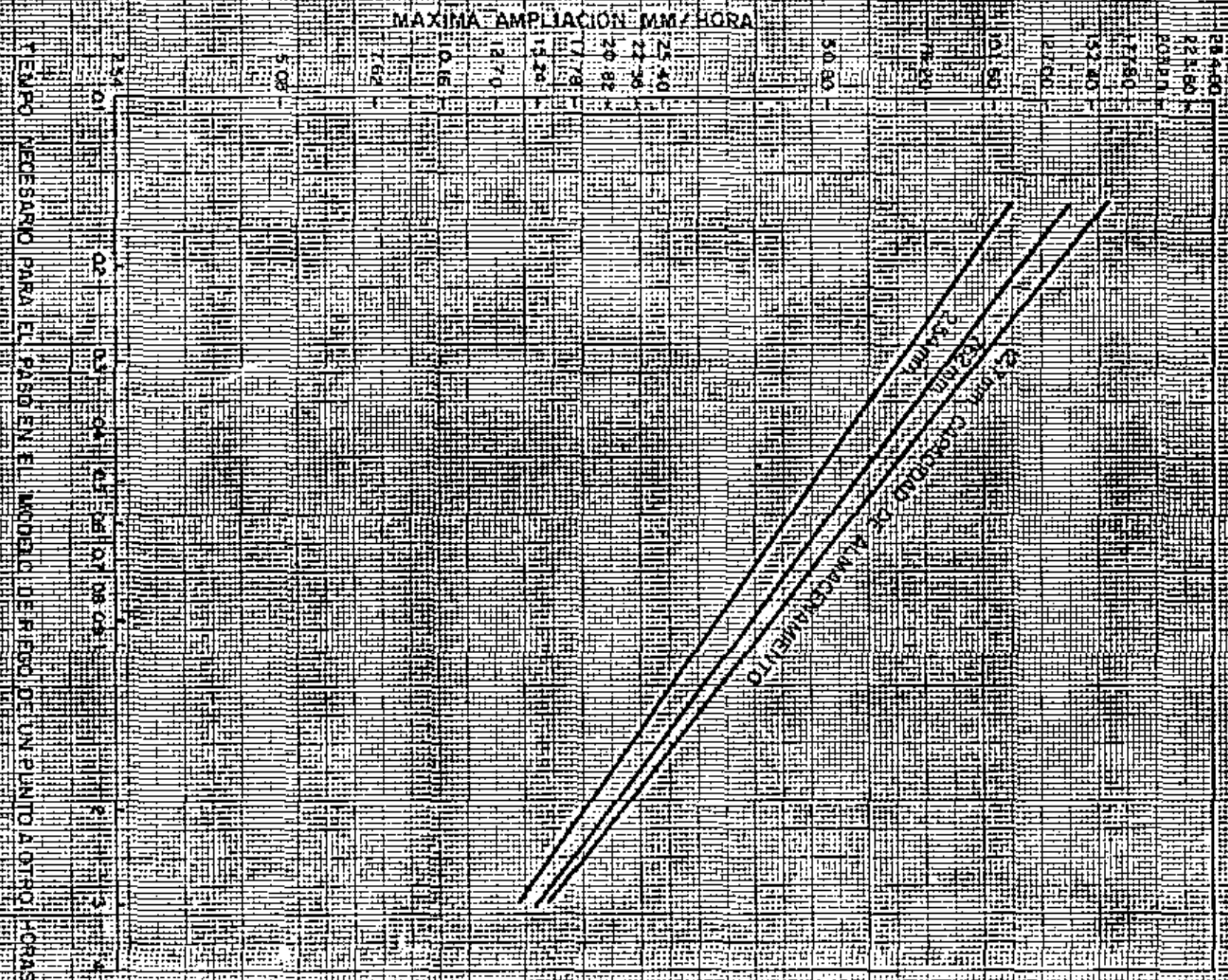
INTENSIDAD PLUVIOMETRICA EN EL MODELO DEL ASPERSOR MM/HORA

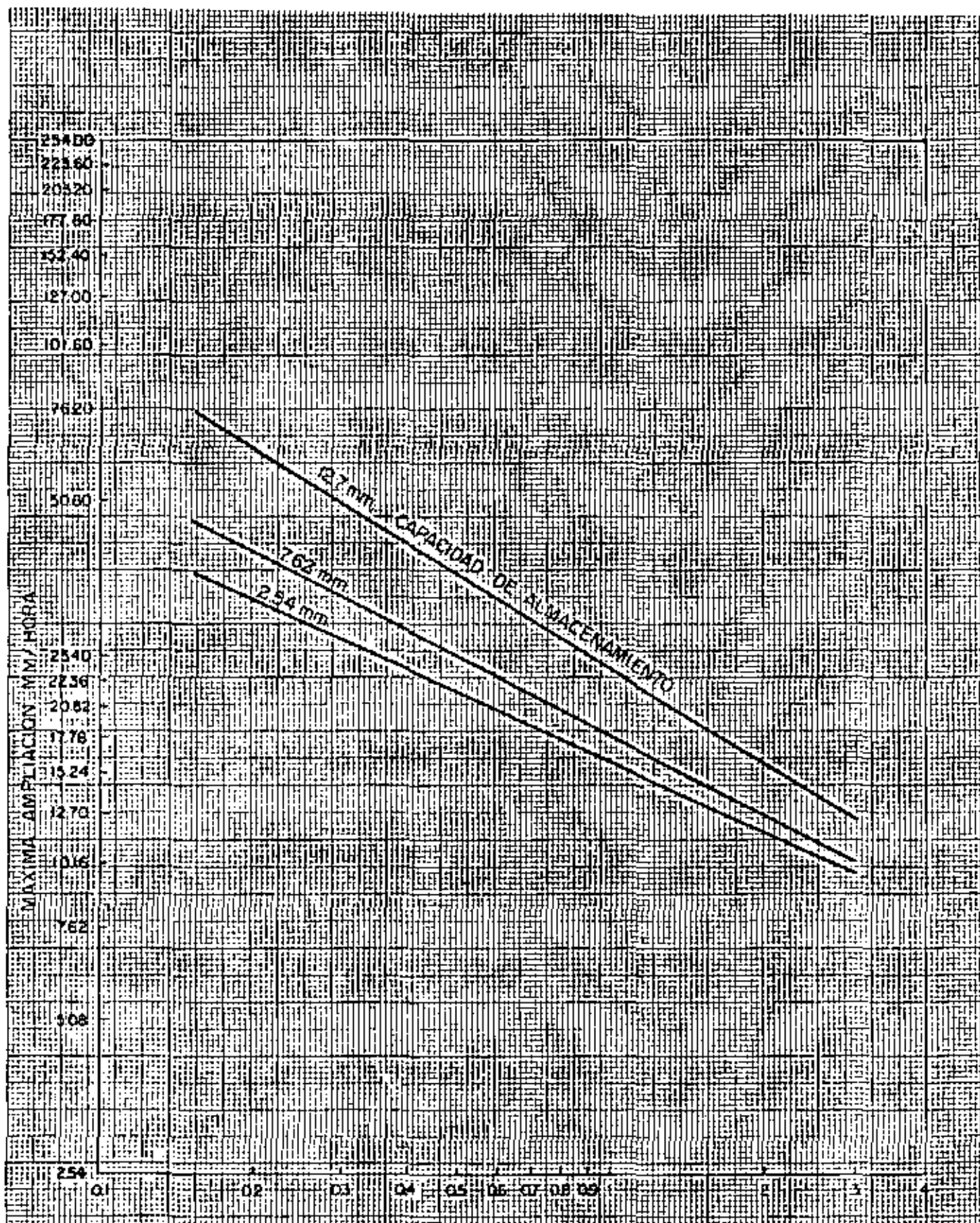
10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1



RELACION DE CAUDAL Q DE LA UNIDAD AL RADIO R DE LA SUPERFICIE DE RIEGO Q/R EN L.P.M./M.

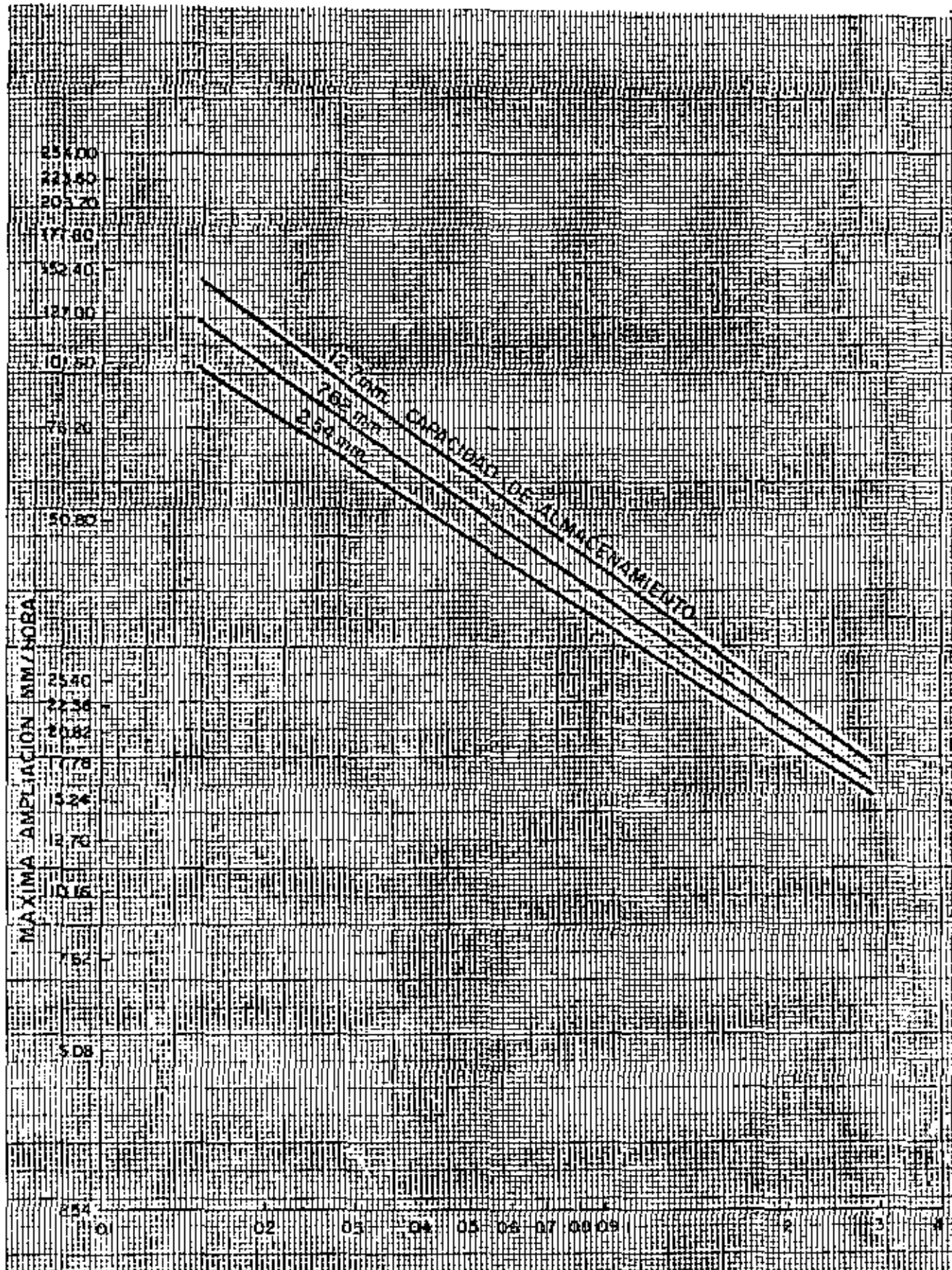
CUADRO N° 10





TIEMPO NECESARIO PARA EL PASO EN EL MODELO DE REGO DE UN PUNTO A OTRO, HORAS





TIEMPO NECESARIO PARA EL PASO EN EL MODELO DE RIEGO DE UN PUNTO A OTRO HORAS



INDICE DE ANEJOS

	PAG.
CUADRO Nº 1 - Producciones medias por Ha. en secano y regadío con su incremento productivo para determinados cultivos .....	176-2.
CUADRO Nº 2 - Densidades medias de siembra de maíz con sus producciones en secano y regadío .....	176-3.
CUADRO Nº 3 - Relación de cantidades de N. con producción media en secano y regadío .....	176-3.
CUADRO Nº 4 - Permeabilidades y capacidades de retención medias para el agua según textura del suelo .....	176-4.
CUADRO Nº 5 - MM. de aplicación contra heladas según temperaturas y velocidad del viento .....	176-4.
CUADRO Nº 6 - Necesidad o consumo de agua medio por periodo vegetativo y cuenca para algunos cultivos .....	176-5.
CUADRO Nº 7 - Necesidad o consumo medio diario según cuenca para algunos cultivos y tipo de suelo normal ..	176-6.
CUADRO Nº 8 - Tolerancia relativa de algunos cultivos a las sales .....	176-7.
CUADRO Nº 9 - Tolerancia de algunos cultivos al boro .....	176-7.
CUADRO Nº 10 - Longitud máxima de riego con método de superficie según textura y pendiente 0,1 - 0,2% .....	176-8.
CUADRO Nº 11 - Factores que afectan la elección de un método de riego .....	176-9.
CUADRO Nº 12-a Factores que afectan a la elección de un sistema de riego por aspersión .....	176-10.
CUADRO Nº 12-b Factores que afectan a la elección de un sistema	176-11.
CUADRO Nº 13 - Factores que afectan la elección de un riego de superficie .....	176-12.

CUADRO N° 1

PRODUCCIONES MEDIAS POR HA. EN SECANO Y REGADIO CON SU INCREMENTO PRODUCTIVO PARA DETERMINADOS CULTIVOS.

CULTIVO Y CUENCA	Kg. PRODUCCION POR HA.			CULTIVO Y CUENCA	Kg. PRODUCCION POR HA.		
	SECANO	REGADIO	INCREMENTO		SECANO	REGADIO	INCREMENTO
<b>ALPALFA</b>				<b>PATATAS</b>			
Norte .....	15.372	20.254	4.882	Norte .....	14.000	17.000	3.000
Ebro .....	3.344	13.310	9.966	Ebro .....	12.000	17.825	5.825
Duero .....	5.242	16.377	11.135	Duero .....	11.374	19.370	7.996
				Guadiana .....	7.000	13.500	6.500
<b>MAIZ</b>				<b>REMOLACHA</b>			
Norte .....	2.180	4.000	1.820	Ebro .....	21.397	38.053	16.656
Ebro .....	2.620	5.710	3.090	Duero .....	23.927	44.400	20.473
Tajo .....	1.860	5.610	3.750	Guadalquivir ...	31.601	49.000	17.399
Guadalquivir ..	1.200	6.500	5.300	<b>TABACO</b>			
				Tajo .....	-	1.467	-
<b>ALGODON</b>				Guadalquivir ...	-	2.772	-
Guadalquivir...	547	2.155	1.608	Sur .....	938	1.876	938
Júcar .....	-	1.717	-	Canarias .....	1.224	1.600	376
Segura .....	-	2.004	-	<b>TOMATES</b>			
				Duero .....	9.577	21.319	11.742
<b>HABAS</b>				Tajo .....	7.851	26.967	19.116
Guadalquivir ..	2.748	3.496	1.748	Guadiana .....	-	30.000	-
Sur .....	1.225	2.580	1.355	Júcar .....	9.044	28.677	19.633
				Sur .....	3.916	22.315	18.399
<b>SORGO</b>				Canarias .....	6.000	28.617	22.617
Ebro .....	1.620	5.660	4.040	<b>TRIGO</b>			
Guadiana .....	1.050	4.000	2.950	Ebro .....	1.377	2.699	1.322
Guadalquivir ..	2.000	5.000	3.000	Duero .....	1.359	2.584	1.225
Sur .....	1.800	5.270	3.470	Tajo .....	1.186	2.977	1.791
				Guadalquivir ...	2.045	3.081	1.036
				Guadiana .....	1.060	2.375	1.315

**CUADRO N° 2**  
**DENSIDADES MEDIAS DE SIEMBRA DE MAIZ CON SUS PRODUCCIONES**  
**EN SECANO Y REGADIO**

DENSIDAD DE PLANTACION Plantas/Ha.	PRODUCCION POR HA. (Kg)		
	SECANO	REGADIO	INCREMENTO
35.800	4.275.	8.550	4.275
51.396	3.756	9.325	5.569
29.652	5.317	6.444	1.127
41.018	3.944	7.415	3.471
48.431	3.390	7.000	3.610
9.884	3.173	Sin datos	-
19.768	3.885	Sin datos	-
29.652	3.820	7.706	3.886
42.007	Sin datos	8.548	-
54.362	Sin datos	8.224	-

**CUADRO N° 3**  
**RELACION DE CANTIDADES DE N. CON PRODUCCION MEDIA EN SECANO**  
**Y REGADIO**

CULTIVO	PRODUCCION POR HA. (Kg.)		
	SECANO	REGADIO	INCREMENTO
<u>ALGODON</u>			
0-N	1.490	1.810	320
60-N	1.910	2.623	713
120-N	2.078	2.960	882
180-N	1.990	2.811	821
<u>MAIZ</u>			
100-N	Sin datos	14.894	-
300-N	Sin datos	15.542	-
500-N	Sin datos	13.988	-
100-N	2.266	5.116	2.850
200-N	2.460	6.346	3.886
300-N	Sin datos	6.411	-

CUADRO N° 4

PERMEABILIDADES Y CAPACIDADES DE RETENCION MEDIAS PARA EL AGUA SEGUN TEXTURA DEL SUELO.		
TEXTURA DEL SUELO Y TAMAÑO DE LAS PARTICULAS	PERMEABILIDAD mm./h.	CAPACIDAD DE RETENCION mm./m.
Textura muy gruesa. Arenas muy gruesas (1 a 2 mm.)	96,5	49,98
Textura gruesa. Arenas gruesas.- Arenas margosas (0,5-1 mm.)	50,8	108,30
Textura moderadamente gruesa. Margas arenosas y arenas margosas finas (0,25-0,5 mm.)	33	145,77
Textura media. Margas arenosas finas (0,10-0,25 mm.)	12,7	200
Textura moderadamente fina. Margas arcillosas. Arenas arcillosas (0,05 a 0,01 mm.)	10,16	216,58
Textura fina. Arcillas arenosas. Arcillas (menos de 0,01 mm.)	3,81	216,58
Arcillas compactas	3,81	250

CUADRO N° 5

MM. DE APLICACION CONTRA HELADAS SEGUN TEMPERATURAS Y VELOCIDAD DEL VIENTO			
TEMPERATURA DE LA PLANTA °C	VELOCIDAD VIENTO		
	(Km./h.)		
	0-2	2-6	6-12
	mm./h.	APLICACION	
- 2,77	2,54	2,54	2,54
- 3,3	2,54	2,54	3,55
- 4,4	2,54	4,06	7,62
- 5,5	3,04	6,09	-
- 6,6	4,06	7,62	-
- 7,7	5,08	-	-
- 9,4	6,60	-	-



CUADRO N° 7

NECESIDAD O-CONSUMO MEDIO DIARIO SEGUN CUENCA PARA ALGUNOS CULTIVOS Y TIPO DE SUELO NORMAL										
CULTIVO	CUENCAS (mm./día)									
	TAJO	DUERO	SUR	EBRO	GUADIANA	PIRINEO	JUCAR	SEGURA	GUADAL- QUIVIR	NORTE
MAIZ .....	6,86	6,60	7,25	6,50	7,11	5,84	7,62	7,62	7,10	5,57
ALPALFA ..	6,35	6,35	7,62	6,35	6,86	5,84	7,62	7,62	6,86	6,60
PORRAJE ..	6,35	6,35	7,62	6,60	7,37	5,84	7,62	7,62	7,37	5,60
REMOLACHA.	6,35	5,60	6,60	5,08	6,60	-	-	-	-	-
ALGODON ..	-	5,33	-	-	-	-	5,60	6,35	5,60	-
PATATAS ..	5,60	5,08	-	-	6,35	4,57	7,37	6,60	6,10	4,57
HUERTA ...	-	5,60	-	-	-	5,33	7,62	6,35	6,35	4,57
VIÑA .....	-	4,57	-	-	-	-	-	6,35	5,08	-
HABAS .....	-	-	-	4,82	6,35	-	6,86	7,62	5,82	-
TOMATES ..	-	-	-	-	-	-	6,10	5,68	5,33	4,57
TABACO ...	-	-	6,35	-	-	-	-	-	5,57	-



CUADRO N.º 8

TOLERANCIA RELATIVA DE ALGUNOS CULTIVOS A LAS SALES		
ALTA	MEDIA	BAJA
Palmera Datilera Espárragos Cebada Remolacha azucarera Algodón Colza	Olivo Vid Pimiento Patata Centeno Trigo Avena Arroz Sorgo Maiz Girasol Tomate	Peral Manzano Uva de mesa Ciruelo Almendro Albaricoques Melocotones Fresa Limonero Judias verdes Habas Naranja

CUADRO N.º 9

TOLERANCIA DE ALGUNOS CULTIVOS AL BORO		
ALTA	MEDIA	BAJA
Espárragos Palmera Remolacha Alfalfa Lechuga Coles Nabo Zanahoria Cebolla	Girasol Patata Algodón Tomate Guisante Olivo Cebada Trigo Maiz Avena Judia	Ciruelo Peral Manzano Viñedo Melocotón Albaricoquero Naranja Limonero

CUADRO N° 10

LONGITUD MAXIMA DE RIEGO CON METODO DE SUPERFICIE SEGUN TEXTURA Y PENDIENTE 0,1 - 0,2%	
TEXTURA DE SUELO.	LONGITUD MAXIMA (M)
Textura muy gruesa. Arenas muy gruesas (1-2 mm.)	No aprove- chables
Textura gruesa. Arenas gruesas. Arena margosa (0,5-1 mm.)	183
Textura moderadamente gruesa. Margas - arenosas y arenas margosas (0,25-0,5 m)	274
Textura media. Marga arenosa fina - - (0,10-0,25 mm.)	366
Textura moderadamente fina. Margas arcil- losas. Arenas arcillosas (0,05-0,01 m)	549
Textura fina. Arcillas arenosas. Arci- llas (menos de 0,01 mm.)	792
Arcillas compactas	No aprove- chable

CUADRO N° 11

FACTORES QUE AFECTAN LA ELECCION DE UN METODO DE RIEGO				
METODO DE RIEGO	FACTORES QUE AFECTAN A LA ELECCION			
	PENDIENTE DEL TERRENO	PERMEABILIDAD DEL TERRENO	TOLENCANCIA AL AGUA DEL CULTIVO	ACCION DEL VIENTO
ASPERSION	Adaptable a todos los niveles y terrenos con pendiente.	Adaptable a cualquier permeabilidad.	Adaptable a la mayor parte de los cultivos. Puede contribuir a promover enfermedades en hojas y frutos.	El viento puede afectar en la eficiencia de aplicación.
SUPERFICIE	El terreno debe estar nivelado o planado para reducir las pendientes (0 a 1%). Con caudales muy pequeños aumenta la pendiente cuando está saturado.	No se recomienda para suelos con alta permeabilidad, más de 63,5 mm/h., o con permeabilidad extremadamente baja en terrenos arcillosos.	Adaptable a todos los cultivos. Puede ser nocivo para la nascencia y para plantas que no toleren encharcamiento.	Fuertes vientos pueden afectar a la eficiencia de su aplicación sobre todo el suelo. Normalmente este factor no se considera.
SUB-SUELO	El terreno debe estar nivelado.	Algunos son adaptables solo a aquellos terrenos con capa impermeable bajo la zona radicular o manto de agua freático.	Adaptable a la mayor parte de los cultivos. Puede retrasar la nascencia de las semillas sembradas superficialmente.	No tiene efecto.

CUADRO N° 12-o

FACTORES QUE APECTAN A LA ELECCION DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION						
TIPO O SISTEMA	PENDIENTE MAXIMA %	PERMEABILIDAD MM/H.		FORMA DEL TERRENO	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE	ALTURA MAXIMA
		MIN.	MAX.			
ASPERSORES MULTIPLES <u>Desplazamiento manual</u> Posición desplazable Posición fija	20 Sin límite	2,54 1,77	50,8 50,8	Rectangular cualquiera	Sin límite	Sin límite
<u>Desplazamiento por tractor</u> Sobre patín Sobre ruedas	5 - 10 5 - 10	2,54 2,54	50,8 50,8	Rectangular	Suave para des- plazar el tractor	
<u>Auto-desplazables</u> Ruedas laterales Desplazamiento lateral	5 - 10 5 - 10	2,54 2,54	50,8 50,8			Moderadamente suave
<u>Auto-propulsados</u> Pivot Desplazamiento lateral	5 - 15 5 - 15	5,08 5,08	25,4 25,4	Circular Rectangular	Libre obstaculo Camino para to- rres	2,40 - 3,0 2,40 - 3,0
ASPERSOR SENCILLO <u>Desplazamiento manual</u>	20	6,35	50,8	Cualquiera	Sin límite	Sin límite
<u>Desplazamiento por tractor</u> Sobre patín Sobre ruedas	5 - 15 5 - 15	6,35 6,35	50,8 50,8		Permita opera- ción tractor	
<u>Autopropulsado</u>	Sin límite	6,35	25,4	Rectangular	Calles para ca- ble y tubería	Sin límite
SISTEMA BOOM Movido por tractor Autopropulsado	5 5	6,35 6,35	25,4 25,4	Cualquiera Rectangular	Permita operar tractor Calle para ca- ble y tubería	2,40 - 3,0 2,40 - 3,0
PERMANENTE Manual o Automático	Sin límite	1,77	50,8	Cualquiera	Sin límite	Sin límite

CUADRO N° 12-b

FACTORES QUE AFECTAN A LA ELECCION DE UN SISTEMA							
TIPO O SISTEMA	MANO DE OBRA NECESARIA H./Ha.	TAMAÑO DE LA UNIDAD HAS.	PRECIO APROXIMADO Mil.Pts/Ha.	ADAPTABLE A			
				CONTRA HELADAS	APLICAR PESTICIDAS	APLICAR FERTILIZANTES	APLICAR RESIDUOS LIQUIDOS ANIMALES
ASPERSORES MULTIPLES Desplazamiento manual							
Posición desplazable	1,23-3,70	0,5-20	8,5-35	NO			NO
Posición fija	0,50-1,23	1 ó más	69 -155	SI			Recomendable
Desplazamiento por tractor							
Sobre patín	0,50 - 1,0	10 - 20	17-51				
Sobre ruedas	0,50 - 1,0	10 - 20	17-51				
Autodesplazables							
Ruedas laterales	0,25 - 0,75	10 - 40	17-51				SI
Desplazamiento lateral	0,25 - 0,75	10 - 40	21-51				
Autopropulsados							
Pivot	0,12 - 0,35	20 - 80	21-42				
Desplazamiento lateral	0,12 - 0,35	40 - 80	21-42				
ASPERSOR SENCILLO				NO	SI	SI	NO recomendable
Desplazamiento manual	1,23 - 3,70	10 - 20	8,5-35				
Desplazamiento por tractor							
Sobre patín	0,50 - 1,0	10 - 20	17 - 51				
Sobre ruedas	0,50 - 1,0	10 - 20	17 - 51				
Autopropulsado	0,25 - 0,75	20 - 50	20 - 42				SI
SISTEMA BOOM							
Movido por tractor	0,50 - 1,23	10 - 20	35 - 51				
Autopropulsado	0,25 - 1,23	20 - 50	35 - 51				
PERMANENTE							
Manual o Automático	0,12 - 0,25	1 ó más	69 - 170	SI			

CUADRO N.º 13

FACTORES QUE AFECTAN LA ELECCION DE UN RIEGO DE SUPERFICIE														
TIPO DEL SISTEMA	PENDIENTE MAXIMA				PERMEABILIDAD DEL TIPO DE SUELO		FORMA DE LA PARCELA	ADAPTABLE A:				HORAS DE MANO DE OBRA HA.	COSTE APROXIMADO MILES DE PTAS/HA.	
	ZONA HUMEDA		ZONA ARIDA					Cultivos surcos (surcos o canales)	Siembas espesas o en líneas	Control malas hierbas en arroz	Frutales y viñedo de mesa			
	Cultivos siembra no espesa	Cultivos siembra espesa	Cultivos siembra no espesa	Cultivos siembra espesa	Mín.	Máx.								
A NIVEL PAJAS A NIVEL CONTORNOS A NIVEL SURCOS A NIVEL	Por ciento				mm/hora		Cualquier forma  Surcos de igual longitud	Si	Si	SI  No	Si	0'22-1'10	17'2-43	
A NIVEL O MAXIMA				2'5	50	2'5						12'5	0'17-1'10	8'6-25'8
0'1				2'5	50	2'5						50	0'44-1'54	17'2-43
NIVELADO CON PENDIENTE PAJAS CON PENDIENTE	0'5	2'0	2'0	4'0	7'5	50	Rectangular	No	Si	No	Si	0'44-2'2	17'2-51'6	
ACEQUIAS "	NA	4'0	4'0	15'0	2'5	75	Cualquiera	Si				2'20-4'4	4'3- 8'6	
SURCOS "	0'5	NA	3'0	NA	2'5	75	Surcos igual longitud					Si	0'88-2'66	17'2-51'6
CORRUGATION "	NA	NA	4'0	8'0	2'5	37'5	Rectangular	No				0'88-2'66	8'6 17'2	
SURCOS DE CON - TORNO	PENDIENTE TRANSVERSAL 3'0		PENDIENTE TRANSVERSAL 6'0		2'5	50	Surcos igual longitud	Si	No			1'1- 3'30	12'9-25'8	

NA.- Significa no apto.

### III - DETERMINACION DEL COSTE Y BENEFICIO DE LA INVERSION DEL RIEGO

Resumiendo lo expuesto en las Partes I y II de esta Publicación, nos encontramos con las conclusiones siguientes:

La Parte I sirve para que el agricultor pueda decidirse sobre la conveniencia o nó de regar, y la Parte II para poder realizar, caso de considerar conveniente el riego, una elección de Método de riego y dentro de él sistema acorde con las condiciones de su explotación y cultivos a implantar, así como disponibilidad o nó de mano de obra necesaria, para su aplicación.

En esta Parte III, resumen final de las conclusiones adoptadas en las dos anteriores, se va a exponer y discutir la forma como debe estudiar y analizar el coste del sistema o sistemas elegidos, unido al de los beneficios que reportará su empleo. De este análisis o estudio, obtendrá el agricultor la conclusión final, de seleccionar un sistema de riego elegido entre los varios factibles de utilizar, teniendo en cuenta la inversión necesaria y beneficio de su empleo. Beneficio que le hará conocer la amortización necesaria, para hacer frente a la inversión que precisa realizar, así como el correspondiente al desarrollo propio de la explotación que puede percibir.

Determinar el coste y beneficio que se puede esperar de una realización de regadío, constituye un proceso matemático detallado y largo. Sin embargo pensamos, que no es tan difícil, siguiendo procedimientos adecuados.

A este fin damos por pasos, con un ejemplo práctico, el procedimiento a seguir, y al final de esta Parte III se dan forma-

tos o modelos de impresos en blanco, para que pueda aplicar lo que exponemos a su caso particular.

Los pasos que vamos a seguir en la exposición y discusión son los siguientes:

III-A: Recopilación de la información necesaria.

III-B: Determinación del coste inicial.

III-C: Determinación del coste de depreciación anual.

III-D: Determinación del coste anual de funcionamiento.

III-E: Determinación de la renta o beneficio de la inversión.

III-F: Modelos de partes o formatos a emplear.

### III-A: Recopilación de la información necesaria.

La información necesaria figura en las Partes I y II de esta Publicación. En este apartado vamos a exponer la normativa para su recopilación ordenada, como se muestra en el Formato nº 1. Esta exposición para dar mayor claridad, irá acompañada de un ejemplo práctico.

Los datos que deben recopilarse, como se muestran en el Formato nº 1, comprenden los pasos siguientes:

Paso 1º: Seleccionar los cultivos que se van a regar.

En el caso práctico que acompaña a esta exposición, suponemos que es Maíz. Se anota en el Formato nº 1, en el Concepto 1º.

Paso 2º: Estimar el incremento productivo, que se espera para los cultivos elegidos por el riego.

El cuadro nº 1 de la Parte I de esta Publicación, dá a título orientativo, incrementos productivos para algunos cultivos, según Cuencas. Asimismo, la mejora en el incremento productivo, por



III-A RECOPIACION DE LA INFORMACION NECESARIA

## FORMATO N° 1

CONCEPTO	DATO OBTENIDO
1º) Cultivo o Cultivos que se van a regar ....	MAIZ
2º) Incremento productivo estimado por el riego por Ha. ....	3.700 Kgs.
3º) Valor del cultivo en el mercado por unidad (Kg., Qm., o Tm.) ....	8 ptas./Kg.
4º) Permeabilidad máxima del suelo para el agua en mm. por hora ....	12
5º) Dosis o volumen máximo de riego que admite el terreno en mm. ó m <sup>3</sup> por Ha. ....	15 mm ó 150 m <sup>3</sup> /Ha.
6º) Consumo o necesidad estacional en agua del cultivo en mm. ó m <sup>3</sup> por Ha. ....	600 mm ó 6000m <sup>3</sup> /Ha.
7º) Necesidad o consumo máximo diario en mm. por día ó m <sup>3</sup> por Ha. y día ....	6 mm día o 60 m <sup>3</sup> por Ha. y día
8º) Número de horas que diariamente funcionará la instalación ....	24
9º) Número mínimo de días que precisa cada riego ....	2 días 12 horas
10º) Número de riegos que se calcula dar por estación o período ....	6
11º) Número de horas que el sistema funcionará en el año o campaña ....	360 horas
12º) Forma y dimensiones de la superficie que se precisa regar ....	Cuadrada 790 x 790 mts.
13º) Superficie total del campo que se va a regar ....	62-41 Has.
14º) Tipo o sistema de riego que se adopta ..	PIVOT
15º) Número de Has. que realmente se regarán	49 Has.
16º) Caudal de suministro necesario a suministrar en litros por segundo ....	42 litros por seg.
17º) Fuente de suministro ....	Pozo
18º) Altura total de elevación desde la fuente de suministro ....	12 mts.
19º) Altura de presión necesaria que precisa el sistema ....	55 mts.

III-A RECOPIACION DE LA INFORMACION NECESARIA

## FORMATO N° 1

C O N C E P T O	D A T O O B T E N I D O
20º) Potencia necesaria en grupo de bombeo y - sistema de energía .....	55 C.V.-Electricidad
21º) Tipo de interés para la inversión .....	7%
22º) Cargas o impuestos por suministro de energía .....	-
23º) Horas de mano de obra necesaria por Ha. regada .....	0'30

densidades de siembra, fertilización, etc., se muestra en los cuadros 2º y 3º de la Parte I, para maíz y algodón, a título orientativo de su incidencia.

Ahora bien, mejor información se obtiene consultando a Centros Experimentales de Confederaciones, Centros del Instituto Nacional de Investigaciones Agronómicas, Servicio de Extensión Agraria, técnicos competentes, etc., como se ha repetido a lo largo de lo expuesto anteriormente.

Suponemos para el ejemplo práctico de aplicación, que es te incremento productivo es de 3.700 Kg. por Ha.

Se anota en el Formato nº 1, Concepto nº 2.

Paso 3º: Determinar el valor del cultivo en el mercado.

El precio a señalar es el de venta del producto por el agricultor en origen.

Supongamos que en el caso del ejemplo son 8 ptas./Kg.

Se anota en el Formato nº 1, Concepto nº 3.

Paso 4º: Determinar la permeabilidad máxima del suelo para el agua.

El cuadro nº 4 de la Parte I, da según suelos, acorde con su textura, las permeabilidades en mm. por hora. Estos datos son a título orientativo. Se aconseja análisis del terreno en Centros o Laboratorios de los Organismos adecuados, para su determinación.

Este dato sirve para elegir sistema de riego o bien la pluviometría horaria máxima admisible en riego por aspersion, así como caudal en litros por segundos que debe aplicarse en riego de superficie.

En el caso del ejemplo es 12 mm./hora, que se anota en -

el Formato nº 1, Concepto 4º.

Paso 5º: Determinar la dosis o volumen máximo de riego que admite el terreno.

El cuadro nº 4 de la Parte I, dá estas dosis para diferentes suelos según textura en mm. por metro de profundidad de -- suelo.

Ahora bien, es preciso conocer el desarrollo radicular del cultivo o la profundidad a que penetran sus raíces en el terreno.

Si estos datos son a mm. por metro de altura de agua que admite el suelo y profundidad h mts., la dosis o volumen máximo es: a x h mm. de altura de agua total, ó como 1 mm son 10 m<sup>3</sup> por Ha.

a x h x 10 m<sup>3</sup> por Ha.

En el caso del ejemplo a son 25 mm. por metro y el desarrollo radicular h = 0'60 mts.

Dosis o volumen de riego 25 x 0'6 = 15 mm. ó 150 m<sup>3</sup> por Ha.

Este dato se anota en el Formato nº 1, paso 5º.

Paso 6º: Consumo o necesidad estacional de agua del cultivo.

El cuadro nº 6 de la Parte I, dá Consumos o necesidades en agua estacionales para diversos cultivos básicos y Cuencas. Estos datos son a título orientativo y se recomienda asesoramiento -- para su determinación.

Supongamos que en el caso del ejemplo son 600 mm. ó -- 6.000 m<sup>3</sup> por Ha.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 6º.

Paso 7º: Necesidad o consumo diario máximo.

El cuadro nº 7 de la parte I, dá consumos o necesidades en el mes de máxima demanda, a título orientativo. Se recomienda - asesoramiento, como hemos indicado en pasos anteriores.

Supongamos que en el caso del ejemplo, son 6 mm. por día ó 60 m<sup>3</sup> por Ha./día.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 7º.

Paso 8º: Número de horas que diariamente funcionará la - instalación.

Este horario depende de las condiciones locales de trabajo, coste del trabajo nocturno, sistema de riego que se adopta, -- forma de suministro del agua, etc.

Normalmente oscila de un mínimo de 16 horas a 24 horas.

El agricultor debe informarse de las condiciones de horario indicadas.

En el caso del ejemplo, se recomiendan 24 horas por ser el suministro de agua en forma continua y no disponer de depósito regulador.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 8º.

Paso 9º: Número mínimo de días que precisa cada riego.

Este dato es base de los obtenidos en los Pasos 5º y 7º, para el mes de máximo consumo. Esto se debe a que el consumo diario en este mes varia en los restantes que cubre el periodo vegetativo.

El Paso 5º nos dió en el ejemplo 15 mm. ó 150 m<sup>3</sup> por Ha.

El Paso 7º nos dió en el ejemplo 6 mm. ó 60 m<sup>3</sup> por Ha.

Por tanto, cada Ha. debe regarse durante  $\frac{150}{60} = 2.5$  días =

= 2 días 12 horas en el mes de máximo consumo.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 9º.

Corresponde, como hemos indicado, al período o mes de mayor demanda o necesidad por lo apuntado. Pero debe ser el tiempo en que la instalación de riego debe diseñarse, que pueda cubrir el riego de 1 Ha. en el mes de máxima demanda.

Paso 10º: Número de riegos que se calcula dar por estación.

Este número depende de la lluvia recibida por el terreno, -- que reduce la necesidad consuntiva diaria en los diversos meses de la estación o período de riego. Asimismo, que la necesidad diaria del -- cultivo, calculada en el Paso 7º, es para el mes de mayor demanda y -- esta necesidad, como hemos indicado, varía según meses, así como la -- distribución total de la lluvia recibida en ellos.

Este número de riegos para determinarlo en forma correcta, precisa conocer la necesidad consuntiva diaria en cada mes, a mm. -- por día ó a x 10 m<sup>3</sup> por Ha. y día, así como la lluvia recibida en ese mes y su intensidad diaria.

La dosis o volumen de riego que precisa cada mes, es sin -- embargo constante, calculada en el Paso 5º A mm. ó A x 10 m<sup>3</sup> por Ha.

Con ello, este almacén dura en ese mes  $\frac{A \times 10}{a \times 10} = \text{días} =$

N días.

Dividiendo el número de días del mes D días por N días que dura el agua aportada por el riego, se tendría  $\frac{D}{N} =$  número de riegos en ese mes.

Sumando el número de riegos de cada mes, se tendría el total.

Por ello, es dato que debe obtenerse con buen asesoramiento técnico o información del propio agricultor, examinando campos vecinos en riego con buen sistema, buen diseño y con el mismo cultivo.

En el ejemplo que mostramos en esta descripción, señalamos 6 riegos totales en la campaña o estación, en base de la información local mencionada.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 10.

Paso 11º: Número de horas que el sistema funciona en el año o campaña.

Este dato se obtiene en base de los anteriores, que damos a continuación:

Paso 1º) Número de riegos. En el ejemplo 6.

Paso 9º) Número de días que precisa cada riego: 2 días  
12 horas.

Paso 8º) Número de horas diarias que funcionará la instalación: 24 horas.

Horas totales: 6 riegos x (2 x 24 + 12) horas = 360 horas.

Paso 12º: Forma y dimensiones de la superficie que se piensa regar.

Se precisa plano de la finca con cotas o su taquimetría realizada, ya que es base del trazado de las líneas de conducción principales y laterales que precisa el sistema de riego.

En el ejemplo, suponemos que la superficie es cuadrada -- con dimensiones 790 x 790 mts.

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 12.

Paso 13º: Superficie total del campo que se va a regar.

Como en el caso anterior, se necesita plano y superficie. En el caso del ejemplo como es en cuadrada de 790 x 790 mts.

$$\text{Superficie} = \frac{790 \times 790}{10.000} = 62-41 \text{ Has.}$$

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 13.

Paso 14º: Tipo o sistema de riego que se adopta.

Para esto sirve la información expuesta en Parte I y II de esta publicación.

Se adopta sistema Pivot. Que riega un círculo inscrito en el cuadrado de la superficie.

Por tanto un sistema Pivot de radio  $\frac{790}{2} = 395$  mts.

Formato nº 1, Concepto 14. Se anota sistema Pivot.

Paso 15º: Número de Has. que realmente se regarán.

Todo sistema de riego, precisa zonas sin cultivo que ocuparán las obras necesarias, reduciendo la superficie útil de riego de la total de la zona o área.

Es dato que se obtiene del Plano necesario y trazado o diseño del sistema, confeccionado por asesoramiento técnico competente.

En el caso del sistema Pivot, vimos que regaba en círculo - Parte II. Su superficie es:

$$S = \pi \times 395^2 = 489.990 \text{ m}^2 = 49 \text{ Has.}$$

Este dato se anota en el Formato nº 1, Concepto 15.

Paso 16º: Caudal de suministro necesario para el riego.

Este dato se obtiene de la necesidad máxima diaria calculada en el Paso 7º, que es a mm. día ó  $1 \times 10 \text{ m}^3$  por Ha. y día.

En el caso del ejemplo, 6 mm. por día ó  $60 \text{ m}^3$  por Ha. y día.

Del horario diario de riego calculado en Paso 8º - 24 horas, en segundos  $24 \times 3.600 = 86.400$  segundos.

De la superficie de riego efectiva calculada en Paso 15, -- que en el ejemplo es 49 Has.

Del rendimiento del riego que con Riego Pivot es del 80 por ciento.



Caudal total=

$$\frac{(\text{Dato Paso } 7^{\circ}) \times 1000 \times \text{Superficie } \acute{\text{u}}\text{til en Has. (Paso } 15^{\circ})}{(\text{Dato Paso } 8^{\circ} \text{ en segundos}) \times \text{Tanto por ciento rendimiento}} \times 100$$

En el caso del ejemplo:

$$\text{Caudal total en litros por segundo} = \frac{60 \times 1000 \times 49}{86.400 \times 80} \times 100 =$$

$$= \frac{294.000.000}{6.992.000} = \frac{294.000}{6.992} = 42 \text{ litros por segundo.}$$

Se anota en el Formato 1<sup>o</sup>, Concepto 16.

Paso 17<sup>o</sup>: Fuente de suministro.

Se toma en este dato fuente de suministro, cauce, canal, balsa, pozo, etc.

En el caso del ejemplo pozo.

Se anota en el Formato n<sup>o</sup> 1, Concepto 17.

Paso 18<sup>o</sup>: Altura total de elevación desde la fuente de suministro.

Este dato se obtiene de la altura del nivel del agua en el pozo con extracción o dinámico, respecto al punto donde va a estar instalado el sistema Pivot.

En el caso del ejemplo, tomamos 12 mts.

Se anota en el Formato n<sup>o</sup> 1, Concepto 18.

Paso 19<sup>o</sup>: Altura de presión necesaria que precisa el sistema.

En este dato se calcula la Potencia necesaria en base de los datos anteriores siguientes:

Paso 16 - Caudal necesario: En el ejemplo, 42 litros por segundo.

Paso 18 - Altura de elevación del pozo: En el ejemplo 12 m.

Paso 19 - Altura de presión necesaria del sistema, 55 mts.

Potencia teórica:

$$\frac{42 \times (12 + \frac{9}{5} \times 55)}{75} = \frac{2.814}{75} = 37 \text{ C.V.}$$

Se adopta sistema de energía eléctrico con rendimiento grupo electro-bomba 70%.

$$\text{Potencia real: } \frac{37 \times 100}{70} = 52.8 \text{ C.V.}$$

Paso 21º: Tipo de interés para la inversión.

El interés se añade normalmente a la depreciación y se fijará con el normal que impera, caso de solicitar créditos para la inversión.

Se fija en el 7%.

Este dato se anota en el Formato 1º, Concepto 21.

Paso 22º: Cargas o impuestos por suministro eléctrico.

Ocurre que puede derivarse de una línea ejecutada, previo cánón o impuesto de uso, así como de Compañía suministradora.

Si esto ocurre se anota su importe en el Formato nº 1, -- Concepto 22.

En el caso del ejemplo, no hay esta carga.

Paso 23º: Horas de mano de obra necesaria por Ha. regada.

Es el último paso. Para ello el Cuadro nº 12 de la Parte II de esta Publicación, nos dá horas necesarias para el sistema Pivot - de 0'10 a 0'30 por Ha.

Tomamos por falta de práctica 0'30 horas por Ha.

Este dato se anota en el Formato 1º, Concepto 23.

Con ello se determina toda la primera fase III-A, Recopilación de la información necesaria.

Damos el Formato nº 1 relleno con los datos del ejemplo - y en el Anejo nº 1 de esta III Parte, uno sin rellenar como modelo.

### III-B: Determinación del coste inicial.

Cuando se piensa realizar un regadío y se ha elegido el - sistema o sistemas que mejor se adaptan a las condiciones de su empleo, el primer paso es conocer el coste inicial o de implantación que los diversos sistemas elegidos precisan, cuando son varios, o del sistema cuando éste es único.

Este coste inicial o de implantación es necesario, ya que es base para conocer los aspectos financieros de la realización siguientes:

- a) Qué tiempo se precisa para poder pagar el regadío que se piensa implantar y si se puede hacer frente a su financiación.
- b) Cual es el coste anual de depreciación, ya que este coste es una parte del coste total de adquisición y manejo del sistema.

En relación con el primero de los aspectos anteriores, diremos lo siguiente:

Puede ocurrir y de hecho ocurre, que implantar un sistema de riego sea beneficioso, pero al lado de ello surge la duda de si su financiación es factible.

Un sistema de riego, puede por sus condiciones ser amortizado en 15 ó 20 años, pero la casa suministradora del material necesario o entidad financiera que puede ayudar su adquisición, exige - el pago del importe en 6 ó 10 años. Si la situación al pensar en un regadío es la anterior, se puede encontrar el agricultor que piensa realizarlo, con un pago anual que es superior al incremento produc-

tivo que puede obtener con su realización. Asimismo, en el caso de varios sistemas de riego factibles, el pago anual que cada uno representa para su comparación.

Aclararemos lo anterior, con el ejemplo siguiente:

Se precisa 1.500.000 ptas. para adquirir e implantar un sistema de riego. Este sistema puede ser pagado con una cuota anual de 240.000 a 360.000 ptas. Los beneficios que la realización del regadío puede reportar son de 180.000 a 210.000 ptas. El propietario que piensa realizar esta transformación, debe contar con fuente de financiación complementaria, que pueda ayudarle en la realización del regadío, pero ampliando su plazo de amortización.

Este coste inicial, se emplea para determinar el coste -- anual de depreciación que explicaremos su determinación en el apartado III-C.

Los datos necesarios para determinar el coste inicial y en base de ellos, los costes de depreciación, figuran en el Formato nº 2. En este Formato figuran todos los elementos y obras que precisa -- una instalación de riego normalmente, en la primera columna. En la -- columna nº 2, los años de vida útil y en la columna nº 3, el coste -- de estos elementos suministrados por el técnico que ha realizado el Proyecto, Organismo o bien la casa suministradora.

El coste total figura en el Formato, al final del mismo. Sobre este coste inicial se determinan:

Impuestos y seguros el 0'01 de la inversión total. Cargas fijas por suministro eléctrico y pérdidas de terreno que representan pérdidas de producción, según el sistema de riego que se implante. -- Por ejemplo, si es Pivote, de la superficie total del área de riego, solo se actúa sobre su 80 por ciento.

En el Formato nº 2, figuran resumidas todas las obras o -- dispositivos que en general precisan los sistemas de riego. Estas --

## FORMATO N° 2-a

C O N C E P T O	Años vida util estí- mados (1)	Coste inicial ptas. (2)
<u>POZO</u>		
Revestimiento		
De 20 a 25 mm. ....	25 años	140.000
30 mm. ....	15 "	
6 mm. ....	25 "	
Hormigón .....	25 "	
<u>Depósito Regulador</u> .....	20 "	
<u>Bomba</u>		
Impulsores múltiples .....	10 "	180.000
Impulsor de turbina .....	15 "	
" centrífugo .....	12 "	
<u>Tipo de motor</u>		
Eléctrico .....	25 "	90.000
Gasolina .....	10 "	
Diesel .....	10 "	
Gas natural o Propano .....	12 "	
<u>Accesorios complementarios</u>		
Mandos eléctricos .....	20 "	
Conducciones de gas		
Hierro .....	20 "	
Plástico .....	18 "	
Depósito de combustible		
Propano .....	20 "	
Diesel o gasolina .....	18 "	
Sobre el terreno .....	15 "	
<u>Conducción de agua</u>		
Enterrada		
Hormigón .....	25 "	320.000
Acero .....	20 "	
Fibro-cemento .....	25 "	
Plástico .....	25 "	
Sobre el terreno		
Aluminio .....	15 "	
Acero galvanizado .....	15 "	
Conducciones laterales y <u>Sistemas de aspersión.</u>		
Desplazamiento manual .....	15 "	960.000
Movidos por tractor .....	10 "	
Auto-desplazables .....	12 "	
Auto-propulsados .....	15 "	
Permanentes .....	20 "	

## FORMATO N° 2-a

C O N C E P T O	Años vida útil esti- mados (1)	Coste inicial ptas. (2)
<u>Sistemas de riego de superficie</u>		
Gradeo y nivelación del terreno .....	20 años	
<u>Sistemas de subsuelo</u>		
Zanjas en tierra .....	20 "	
Tuberías .....	25 "	
<u>Drenaje del terreno</u> .....	20 "	
Total inversión (Coste inicial) .....	.....	1.590.000
Coste por Ha. regada:		
$\frac{1.590.000}{49 \text{ Has.}} = \underline{\underline{32.448'97 \text{ ptas.}}}$		

obras se determinarán en cada caso, según el tipo o sistema elegido, con arreglo a las que intervienen.

En la columna nº 1 del Formato nº 2, se dan los años de vida útil que normalmente se estiman para estas obras.

Como el agricultor debe disponer del diseño de la instalación a realizar, confeccionado por técnico competente, información de sus importes figura en el diseño aludido o puede ser suministrada por la casa que realice la instalación.

En el caso del ejemplo, hemos dicho que el sistema de riego a emplear es el Pivot, suministrado de un Pozo, según conceptos 14 y 17 del Formato nº 1. Asimismo, según el Concepto nº 20, accionado eléctricamente, lo mismo que el grupo de bombeo.

La conducción del pozo al eje del Pivot, es con tubería enterrada de fibro-cemento.

Pues bien, el diseño realizado para estos conceptos da los costes de adquisición siguientes:

	<u>Coste</u>
Pozo con protección de 20 mm. ....	140.000 ptas. que se anota en el Formato nº 2, Columna 2.
Motor eléctrico de 55 C.V. para accionar bomba vertical tipo turbina..	90.000 ptas. que se anota en el Formato nº 2, columna 3.
Bomba vertical tipo turbina .....	180.000 ptas. que se anota en Formato nº 2, columna 3.
Tubería de conducción enterrada de fibro-cemento, desde el pozo al eje del Pivot .....	220.000 ptas. que se anota en el Formato nº 2, columna 3.
Sistema de riego por aspersion Pivot auto-propulsado y accionamiento eléctrico .....	960.000 ptas. que se anota en el Formato nº 2, columna 3.

El importe total es 1.590.000 ptas. como coste de adquisición total y por Ha. regada, al ser 49 Has. el total, según el Concepto 15 del Formato nº 1, 32.448'97 ptas.

### III-C: Determinación del Coste anual de depreciación.

Este coste se determina en base de los datos siguientes:

- a) Coste inicial del sistema, obtenido en el apartado anterior III-B.
- b) Intereses.
- c) Impuestos y Seguros.
- d) Cargas fijas.
- e) Pérdidas de terreno por el sistema de riego, que se eliminan del cultivo.
- f) Vida útil que se calcula para el sistema de riego adoptado.

Los datos para encontrar este Coste figuran en las columnas 3 y 4 del Formato nº 2, la primera con el Factor de Coste, cuyo significado detallaremos, y en 4 el coste anual, producto del factor 4, por el Coste inicial de 3.

El factor de coste se determina, en base de considerar el coste inicial más la mitad del producto de años de vida útil por los intereses del coste inicial, dividiendo la suma por los años de vida útil.

Si por ejemplo, el coste inicial es uno, se añade a uno la mitad del producto de los años de vida útil que son a años por el tipo de interés adoptado b%, dividido por 100. Esta suma se divide por los años de vida útil a años.

$$\frac{1 + a \times \frac{b}{100} \times \frac{1}{2}}{a}$$



CUADRO Nº 14

FACTORES ANUALES DE COSTE DE DEPRECIACION E INTERES

TANTO POR CIENTO DE INTERES	FACTORES DE COSTE PARA DIVERSOS AÑOS DE VIDA UTIL						
	6 Años	10 Años	12 Años	15 Años	18 Años	20 Años	25 Años
5	0'1917	0'1250	0'1083	0'0917	0'0806	0'0750	0'0650
5½	0'1942	0'1275	0'1108	0'0942	0'0831	0'0775	0'0675
6	0'1967	0'1300	0'1133	0'0967	0'0856	0'0800	0'0700
6½	0'1992	0'1325	0'1158	0'0992	0'0881	0'0825	0'0725
7	0'2017	0'1350	0'1183	0'1017	0'0906	0'0850	0'0750
7½	0'2042	0'1375	0'1208	0'1042	0'0931	0'0875	0'0775
8	0'2067	0'1400	0'1233	0'1067	0'0956	0'0900	0'0800
8½	0'2092	0'1425	0'1258	0'1092	0'0981	0'0925	0'0825
9	0'2117	0'1450	0'1283	0'1117	0'1006	0'0950	0'0850

## FORMATO N° 2-b

C O N C E P T O	Factor co- rrector de coste (3)	Coste anual ptas. (4)
<u>POZO</u>		
Revestimiento		
De 20 a 25 mm. ....	0'075	10.500
30 mm. ....		
6 mm. ....		
Hormigón .....		
<u>Depósito Regulador</u>		
<u>Bomba</u>		
Impulsores múltiples .....		
Impulsor de turbina .....	0'1017	18.306
Impulsor centrífugo .....		
<u>Tipo de motor</u>		
Eléctrico .....	0'075	6.750
Gasolina .....		
Diesel .....		
Gas natural o Propano .....		
<u>Accesorios complementarios</u>		
Mandos eléctricos .....		
Conducciones de gas .....		
Hierro .....		
Plástico .....		
Depósito de combustible		
Propano .....		
Diesel o gasolina .....		
Sobre el terreno .....		
<u>Conducción de agua</u>		
<u>Enterrada</u>		
Hormigón .....		
Acero .....		
Fibro-cemento .....	0'075	16.500
Plástico .....		
Sobre el terreno		
Aluminio .....		
Acero galvanizado .....		
<u>Conducciones laterales y sistemas de aspersión</u>		
Desplazamiento manual .....		
Movidos por tractor .....		
Auto-desplazables .....		
Auto-propulsados .....	0'1017	97.632
Permanentes .....		

## FORMATO N.º 2-b

C O N C E P T O	Factor co- rector de coste (3)	Coste anual ptas. (4)
<u>Sistemas de riego de superficie</u>		
Grado y nivelación del terreno .....		
<u>Sistemas de subsuelo</u>		
Zanjas en tierra .....		
Tubería.....		
<u>Drenaje del terreno</u> .....		
Costes anuales de impuestos y seguros		
Coste inicial 1.590.000 x 0'01 .....		15.900
Cargas por servicio eléctrico .....		
Valor de pérdida de producción por terreno del campo no regado 268'20 Qm. a 800 ptas. Qm. ....		214.560
Total coste depreciación .....		380.148
		=====

Súpongamos que el importe que estamos considerando tiene 10 años de vida útil y tomamos interés del 7%.

Factor de coste

$$\frac{1 + 10 \times \frac{7}{100} \times \frac{1}{2}}{10} = \frac{1'35}{10} = 0'135$$

Con esta norma se han confeccionado los datos del cuadro nº 14, que dá los factores de coste con diversos años de vida útil y diversos tipos de interés, para facilidad de su aplicación por el agricultor.

A la vista del cuadro mencionado nº 14, vamos a transcribir al Formato nº 2, Parte 2ª, los datos que de las columnas 3 y 4, Factor de coste y coste anual respectivamente, como Paso 1ª.

Paso 1ª - Pozo: Coste inicial 140.000 ptas., ya anotado en Formato 2ª, Parte 1ª. Factor corrector, el cuadro nº 14 para 25 años de vida y el interés del 7% que se adoptó en el Formato nº 1, Concepto 21, dá un Factor 0'075, que se anota en la columna 3 y en la 4 el producto de 140.000 x 0'075 = 10.500 ptas.

Bomba: Coste inicial 180.000 ptas. Años de vida 15. Factor corrector 0'1017 del Cuadro XIV, que se anota en la columna 3. En la columna 4, 180.000 x 0'1017 = 18.306 ptas.

Motor: Coste inicial 90.000 ptas. Años de vida útil 25. Factor corrector 0'075 del Cuadro nº 14, que se anota en la columna 3. En la columna 4, 90.000 x 0'075 = 6.750 ptas.

Conducción de agua: Coste inicial 220.000 ptas. Años de vida útil 25. Factor corrector 0'075 del cuadro nº 14, que se anota en la columna 3. En la columna 4, 220.000 x 0'075 = 16.500 ptas.

Sistema de riego: Coste inicial 960.000 ptas. Años de vida

útil 15. Factor corrector 0'1017 del cuadro nº 14', que se anota en la columna 3. En la 4,  $960.000 \times 0'1017 = 97.632$  ptas.

Paso 2º: Costes anuales de impuestos y seguros.

Al final del Formato 2º, Parte 2ª, figura Impuestos y Seguros. El importe se cifra en el 1% del coste total de inversión, - que se dá como suma en el Formato nº 2, Parte 1ª.

En el caso del ejemplo, el coste total es 1.590.000 ptas. y los impuestos y seguros  $1.590.000 \times 0'01 = 15.900$  ptas., que se anota en la columna 5, frente a este concepto.

Paso 3º: Determinar las cargas por el servicio eléctrico. Su importe figura en el Formato nº 1, Concepto 22. Caso de existir.

En el caso del ejemplo no hay.

Paso 4º: Estimar el valor de pérdida de producción por terreno ocupado por el sistema de riego.

Para esto, el terreno que se pierde por lo expuesto, se -- obtiene del Concepto nº 13 Formato 1º, 62-41 Has. del campo antes -- del riego, que se cultivaba en secano con maíz y producción de - - - 2.000 Kgs. por Ha. en el caso del ejemplo y el Concepto nº 15. Su -- perficie de riego efectivo 49 Has.

Se pierde  $62'41 - 49 = 13'41$  Has. con producción de 2.000 Kgs. por Ha. de maíz = 20 Qm.

Total  $13'41 \times 20 = 268'20$  Qm. de maíz perdidos.

Por tanto, en el Concepto Pérdidas de producción, se anota en Qm. ó Kgs. pérdidas 268'20 Qm. y en precio el de 8 ptas. Kg. = 800 ptas. Qm., que figura en el Concepto 3º del Formato 1º.

Su producto  $268'2 \times 800 = 214.560$  ptas., se anota en la columna 4 del Formato 2º, 2ª Parte.

Paso 5º: Coste total de depreciación.

Se suman todos los conceptos anotados en la columna 4º, --  
Formato 2º, 2ª Parte.

En el caso del ejemplo importa 380.148 ptas.

### III-D: Coste anual de funcionamiento.

El coste anual de funcionamiento, se determina en base de los costes anuales que exige el manejo del sistema de riego elegido.

Incluye, por tanto, 1º Combustible, 2º Aceite, 3º Conservación y Reparación del equipo, 4º Depósito, balsa y conservación de la red de riegos, 5º Semillas adicionales, Fertilizantes, Pesticidas y coste de recolección por incremento de producción y 6º Mano de obra precisa para el accionamiento del sistema de riego.

Para determinar el coste anual de funcionamiento, se utiliza el Formato nº 3 que tiene indicados todos los conceptos de gasto antes mencionados. Su confección es como sigue:

1º) Coste anual de combustible. El cuadro nº 15 da el consumo de combustible en su unidad por Caballo Vapor hora, en distintos tipos de él.

#### CUADRO Nº 15

Consumo de distintos combustibles por C.V. hora.

Combustible	Unidad de Combustible por C.V. hora
Electricidad	0'97 Kw/hora por C.V. hora a 0'847 Kw/hora por C.V. hora.
Gasolina	0'326 litros por C.V. hora .
Diesel	0'256 litros por C.V. hora.
Propano	0'407 litros por C.V. hora.
Gas Natural	0'303 m <sup>3</sup> por C.V. hora.

COSTE ANUAL DE FUNCIONAMIENTO

FORMATO N° 3

CONCEPTO	POTENCIA NECESARIA C.V.	Nº DE HORAS DE FUNCIONAMIENTO	COSTE UNIDAD COMBUSTIBLES	COMBUSTIBLE C.V. HORA	TOTAL
1º - Combustible .....	55	360	2 ptas.Kw.hora	0'9 Kw./hora	35.640 ptas.
2º - Aceite para el motor					
3º - Aceite para engranajes o motor eléctrico ....	55	360	60 ptas./litro	0'0004	475'20 "
			Coste C.V. pts.		
4º - Reparación y conservación del grupo de bombeo motor .....	Coste inicial Ptas.	Coefficientes			
5º - Reparación y conservación del equipo de riego .....	1.500.000	0'005			7.500 "
6º - Depósito regulador -- Conservación .....					
7º - Gastos adicionales - Semilla	Ptas. por Ha.	Has.			
Fertilizantes, Pesticidas, recolección. Coste estimado .....	10.000	49			490.000 "
	Horas por Ha.	Nº riegos Ha.	Ha.	Pta. Hora trabajo	
8º - Mano de obra .....	0'3	6	49	130	11.466 "
					545.081'20 pts.

Según el Concepto nº 20, Formato 1º, conocemos la potencia en C.V. que precisa la instalación P C.V. Según el Paso nº 20, el tipo de combustible o sistema de potencia del motor, Eléctrico, Gasolina, etc. En el ejemplo 55 C.V. eléctrico.

Según el Paso nº 10 Formato 1º de I-A, Información necesaria, el número anual de horas de funcionamiento H horas y el precio de la Unidad de combustible en mercado ptas. Kw./hora o litro de combustible, etc. En el caso del ejemplo 360 horas y 2 ptas. el Kw./hora.

En el Formato nº 3, señota frente a combustible, en Potencia necesaria P C.V., el número de horas de funcionamiento H horas y el -- coste por unidad de combustible ptas. unidad.

Para el tipo de potencia, el cuadro nº 15 nos dá por C.V. hora, los litros de combustible, que se anota en la columna Unidad de -- combustible por C.V. hora, a litros por C.V./hora ó Kw./hora. En el caso del ejemplo 0'9 Kw./hora.

El producto de estos conceptos P x H x p x a = Ptas. totales, se anota en la columna total.

En el caso del ejemplo, el concepto nº 20 Potencia, nos dió 55 C.V. que se anota frente a combustible, el concepto nº 11. Horas de funcionamiento 360 y en coste por unidad de combustible 2 ptas. Kw./hora. Los dos datos primeros del Formato nº 1 y el último del precio en mercado y localidad del agricultor.

Del cuadro nº 15, en electricidad cada C.V. hora, precisa de 0'847 a 0'97 Kw./hora, tomamos para el tipo de motor 0'9 que se anota en la columna correspondiente de Combustible, Formato nº 3.

Importe de combustible el producto de los 4 datos:

$$55 \times 360 \times 2 \times 0'9 = 35.640 \text{ ptas.}$$



2º) Coste de aceite para el motor. El cuadro nº 16 da los litros de aceite por C.V. hora, para distintos tipos de motores según combustible.

Como en el caso del ejemplo, el motor es eléctrico, el cuadro da 0'0004 litros por C.V. hora. Este coste se anota en el Formato nº 3, frente al concepto 3º, Aceites para engranajes o motor eléctrico.

Frente a este coste, se anota en Potencia necesaria 55 C. V., en Horas de Funcionamiento 360, datos obtenidos como se ha indicado en el Combustible, del Formato 1º. En coste por unidad 60 ptas./litro, precio del aceite en mercado, en Unidades de Combustible por C.V. hora los 0'0004 obtenidos del cuadro nº 16.

El importe total es  $55 \times 360 \times 60 \times 0'0004 = 475'20$  ptas.

El Concepto nº 2 del Formato nº 3, no se anota en él para el caso del ejemplo, ya que este concepto es para accionar la Unidad de riego con motor de explosión.

#### CUADRO Nº 16

Consumo de aceite por C.V. hora según combustible

Tipo de Combustible	Litros por C.V. hora
Eléctrico .....	0'0004 litros
Gasolina .....	0'00125 litros
Diesel .....	0'00125 litros
Propano .....	0'00093 litros
Gas Natural .....	0'00093 litros
Cajas de engranaje ..	0'00075 litros

3º) Reparación y conservación del grupo de bombeo. El cuadro nº 17, dá Costes anuales de conservación y reparación por C.V. hora en ptas., según tipo de combustible.

CUADRO Nº 17

Tipo de combustible	Ptas. por C.V. hora
Eléctrico y mandos ...	0
Gasolina .....	0'1120 ptas.
Diesel .....	0'1330 ptas.
Propano .....	0'0840 ptas.
Gas natural .....	0'0840 ptas.

En el caso del ejemplo, este valor es 0. Si no hubiera sido así, frente a este Concepto en Potencia necesaria, se hubieran anotado C.V. en número de horas de funcionamiento H horas. Datos obtenidos del Formato 1º, ya explicado.

En coste por C.V. ptas., el importe del Cuadro 17 según combustible. El producto de estos tres datos daría el coste total.

4º) Reparación y conservación del equipo de riego.

El Formato nº 3, en el Concepto 5º, dá la norma para la determinación de este dato.

En primer lugar, el coste inicial del equipo de riego, debe comprender el coste del equipo o sistema en si mismo, incrementado en las rodas de conducción que lo alimentan y asimismo de la fuente de suministro.

En el caso del ejemplo, debe comprender el conjunto de todos los dispositivos que integran el sistema.

Si examinamos el Formato nº 2, Parte 1ª, estos dispositivos son:

Pozo con importe de .....	140.000 ptas.
Bomba con importe de .....	180.000 ptas.
Conducción de agua con importe de	220.000 ptas.
Sistema de aspersión .....	<u>960.000 ptas.</u>
Total .....	1.500.000 ptas.

No entra en el importe anterior, el motor pues los gastos por este Concepto se han estudiado en el Paso nº 3 y vimos que en motor eléctrico, prácticamente eran nulos.

El importe anterior, se anota en el Formato nº 3, Concepto 5ª, columna Coste inicial, por 1.500.000 ptas.

El factor es el coeficiente que multiplica el Coste anterior para computar los gastos de reparación y conservación.

Este factor normalmente se cifra en 5 por mil, es decir -- 0'005 valor que se anota en la columna Coeficiente, del concepto 5ª del Formato nº 3.

El producto de estos dos datos dá el Total de ptas. de este concepto, que se anota en la columna Total. En el caso del ejemplo es:

$$1.500.000 \times 0'005 = 7.500 \text{ ptas.}$$

5ª) Depósito regulador - Conservación: Se sigue mecánica operativa similar al Paso anterior, con el mismo Coeficiente 0'005. En el ejemplo no existe Depósito regulador y por tanto, no se anota ningún valor para este Concepto 6ª del Formato nº 3.

6ª) Gastos adicionales - Semilla, Fertilizantes, Pesticidas, Recolección, etc.

Estos gastos deben ser estimados, analizando los gastos adicionales que para un mismo cultivo representa su cambio de secano a regadío.

Aumento de Fertilizantes, Semillas, Abonos, Recolección, Gastos de labor, etc.

Aumentos los anteriores que incrementan los gastos de cultivo primitivos, aún proporcionando un incremento productivo.

Para el caso del ejemplo Maiz, estimamos el incremento de estos gastos en 10.000 ptas./Ha.

En el Concepto 7º del Formato nº 3, se anota en la columna Ptas. por Ha., 10.000 ptas., y en la columna Has. del mismo Concepto las Has. que se riegan, 49, dato obtenido del Formato nº 1, Concepto 15.

El producto es el importe total de incremento de gastos --  $10.000 \times 49 = 490.000$  ptas.

7º) Mano de obra necesaria en el riego: En el Formato -- nº 1, Concepto nº 23, se determinó la mano de obra necesaria por Ha. regada. Según el sistema Pivot adoptado en el ejemplo, es 0'30 horas de hombre por Ha. y riego.

Este dato se anota en el Concepto nº 8 del Formato nº 3, en la columna Horas por Ha.

En la columna, Número de riegos, se anota el dato obtenido a este fin en el Concepto nº 10 del Formato nº 1.

En la columna Has. del Concepto 8º del Formato nº 3, las Has. que se riegan, 49 Has. Dato obtenido en el Concepto nº 15, -- Formato nº 1.

Por último, en la columna Ptas./Hora de trabajo, el Concepto y Formato antes indicado, el coste en la localidad por hora

de trabajo, que es de 130 ptas./hora, para el ejemplo.

El importe total de este Concepto, es el producto de los 4 datos mencionados, que se han anotado en el Formato nº 3.

En el caso del ejemplo,  $0'3 \times 6 \times 49 \times 130 = 11.466$  ptas.

8º) Coste anual de funcionamiento: Es la suma de los costes parciales antes expuestos, cuya suma total en el caso del ejemplo, que figura en el Formato nº 3, es 545.081'20 ptas.

### III-E: Rentabilidad de la inversión.

En el cálculo de esta rentabilidad, el paso primordial es tener un modelo de exposición que muestre de forma clara la rentabilidad, recogiendo el coste total anual que representa la adquisición y utilización del sistema de riego elegido y el valor del incremento productivo que de él se espera.

A este fin, damos el Formato nº 4 en el cual figuran los extremos indicados y cuya mecánica para cubrir los datos que en él figuran, es la siguiente:

Paso 1º: Incremento productivo que se espera del sistema de riego elegido por Ha.

En el Formato nº 4, se anota el incremento esperado de producción por Ha. que se da en el Concepto nº 2 del Formato 1º. En el caso del ejemplo, 3.700 Kg. de maíz. Esta producción se multiplica por el precio de la unidad del producto en mercado, valor que aprecia el agricultor y anota en el espacio que sigue al incremento de producción en el Formato. En el caso del ejemplo, 8 ptas./Kg.

Valor total, el producto de ambos datos  $3.700 \times 8 = 29.600$  ptas. por Ha., que se anota en el Formato.

Paso 2º: Coste total anual por Ha. de riego.

FORMATO N° 4

RENTABILIDAD DE LA INVERSION

Valor por Ha. del incremento de producción por el riego

3.700 ptas./Ha. x 8 ptas./Kg. por unidad (Kg., Cm., Tm.) 29.600

Coste total anual por Ha. de riego

\_\_\_\_\_ ptas. de coste anual de depreciación (Formato 2º, 2º Parte) 380.148,00

\_\_\_\_\_ ptas. de coste anual de funcionamiento (Formato 3º) 545.081,20

Total ..... 925.229,20

925.229,20 ptas. de coste anual dividido por 49 Has. 18.882,20

Rentabilidad de la inversión por Ha. 10.717,80

Este coste resume el Coste por depreciación calculado - en la Parte III-B y cuyo total está en el Formato nº 2, Parte 2ª.- En el caso del ejemplo, es 380.148 ptas. Valor que se anota en el espacio del Formato nº 4 para este Coste.

Coste el anterior unido al Coste de funcionamiento. Calculado en la Parte III-D y cuyo total está en el Formato nº 3. En el caso del ejemplo, es 545.081'20 ptas. Valor que se anota en el espacio del Formato nº 4 para este Coste.

Coste total es la suma de los anteriores que en el caso - del ejemplo, es 925.229'20 ptas., que se anota en el Formato nº 4, como en él se muestra.

Este valor se divide por las Has. de riego, 49, cuya cifra se coloca a continuación de la anterior en el Formato.

El resultado de esta división  $\frac{925.229'20}{49} = 18.882'20$  pesetas, es el Coste total anual por Ha. que se anota en el Formato - nº 4.

#### Paso 3º: Rentabilidad de la inversión.

Es la diferencia del valor del incremento productivo por Ha. y de su Coste anual por Ha. anotados en el Formato nº 4.

En el caso del ejemplo 10.717'80 ptas.

Conclusión final, es que en el ejemplo expuesto, el agricultor puede obtener una rentabilidad por la realización del regadío de 10.717'80 ptas./Ha., sobre la rentabilidad de su explotación antes de realizar la puesta en riego.

Este aumento de rentabilidad en base de realizar una inversión de 1.590.000 ptas. Formato nº 2, Parte 1ª y que esta inversión pueda amortizarla en 12 años para el equipo de riego con interés de la inversión del 7%.

Asimismo, debe prever que los Costes anuales por Ha. de --

su explotación se incrementan sobre los actuales en un total de --  
925.229'20 ptas. y por Ha. en 18.882 ptas. Cifra que debe contar con  
ella para su desenvolvimiento.

Por tanto, caso de no contar con fuentes de financiación o  
concesión de créditos, él debe pensar que la realización del sistema  
de riego, le representa:

Inversión inicial de 1.590.000 ptas.

Capital anual circulante o de desenvolvimiento de la  
explotación 545.081'20 ptas.

Como la amortización del sistema de riego, va incluida en  
los gastos de depreciación, si el dinero para funcionar lo pide en --  
Banco, debe tener en cuenta un interés medio mínimo del 8 a 12%.

Esto representa intereses de 43.606'49 ptas. a 65.409'74 pe  
setas, que por Ha. regada son: 889'92 ptas. a 1.334'89 ptas.

Esto reduce la rentabilidad de la inversión por Ha. de --  
 $10.717'80 - 889'92 = 9.827'88$  ptas. a  $10.717'80 - 1.334'89 = 9.382'91$   
pesetas.

Rentabilidades de la inversión, que sobre el importe de --  
1.590.000 ptas. que representa por Ha., Formato 2º, Parte 1ª, 32.448'97  
ptas., corresponde un interés del 30'2% al 28'9% sobre esta cifra.

Resultados que aconsejan la realización del sistema de riego  
examinado.



## III-A RECOPIACION DE LA INFORMACION NECESARIA

## FORMATO N° 1

C O N C E P T O	D A T O O B T E N I D O
1º) Cultivo o cultivos que se van a regar ....	
2º) Incremento productivo estimado por el riego por Ha. ....	
3º) Valor del cultivo en el mercado por unidad (Kg., Qm., o Tm.) ....	
4º) Permeabilidad máxima del suelo para el agua en mm. por hora ....	
5º) Dosis o volumen máximo de riego que admite el terreno en mm. ó m <sup>3</sup> por Ha. ....	
6º) Consumo o necesidad estacional en agua del cultivo en mm. ó m <sup>3</sup> por Ha. ....	
7º) Necesidad o consumo máximo diario en mm. - por día o m <sup>3</sup> por Ha. y día. ....	
8º) Número de horas que diariamente funcionará la instalación. ....	
9º) Número mínimo de días que precisa cada riego ....	
10º) Número de riegos que se calcula dar por estación o período ....	
11º) Número de horas que el sistema funcionará en el año o campaña ....	
12º) Forma y dimensiones de la superficie que se precisa regar ....	
13º) Superficie total del campo que se va a regar ....	
14º) Tipo o sistema de riego que se adopta ...	
15º) Número de Has. que realmente se regarán .	
16º) Caudal de suministro necesario a suministrar en litros por segundo ....	
17º) Fuente de suministro ....	
18º) Altura total de elevación desde la fuente de suministro ....	
19º) Altura de presión necesaria que precisa el sistema ....	

## FORMATO N° 1

C O N C E P T O	D A T O O B T E N I D O
20º) Potencia necesaria en grupo de bombeo y sistema de energía .....	
21º) Tipo de interés para la inversión .....	
22º) Cargas o impuestos por suministro de -- energía .....	
23º) Horas de mano de obra necesaria por Ha. regada .....	

## FORMATO N° 2-a

C O N C E P T O	Años vida uti- esti- mados (1)	Coste inicial ptas. (2)
<u>POZO</u>		
Revestimiento		
De 20 a 25 mm. ....	25 años	
30 mm. ....	15 "	
6 mm. ....	25 "	
Hormigón ....	25 "	
<u>Depósito Regulador</u> .....	20 "	
<u>Bomba</u>		
Impulsores múltiples .....	10 "	
Impulsor de turbina .....	15 "	
" centrífugo .....	12 "	
<u>Tipo de motor</u>		
Eléctrico .....	25 "	
Gasolina .....	10 "	
Diesel .....	10 "	
Gas natural o Propano .....	12 "	
<u>Accesorios complementarios</u>		
Mandos eléctricos .....	20 "	
Conducciones de gas .....		
Hierro .....	20 "	
Plástico .....	18 "	
Depósito de combustible		
Propano .....	20 "	
Diesel o gasolina .....	18 "	
Sobre el terreno .....	15 "	
<u>Conducción de agua</u>		
Enterrada		
Hormigón .....	25 "	
Acero .....	20 "	
Fibro-cemento .....	25 "	
Plástico .....	25 "	
Sobre el terreno		
Aluminio .....	15 "	
Acero galvanizado .....	15 "	
<u>Conducciones laterales y Sistemas de aspersión.</u>		
Desplazamiento manual .....	15 "	
Movidos por tractor .....	10 "	
Auto-desplazables .....	12 "	
Auto-propulsados .....	15 "	
Permanentes .....	20 "	

## FORMATO N.º 2-α

C O N C E P T O	Años vida util esti- mados (1)	Coste inicial ptas. (2)
<u>Sistemas de riego de superficie</u>		
Gradeo y nivelación del terreno .....	20 años	
<u>Sistemas de subsuelo</u>		
Zanjas en tierra .....	20 "	
Tuberías .....	25 "	
<u>Drenaje del terreno</u> .....	20 "	
Total inversión (Coste inicial) .....		
Coste por Ha. regada:		

## FORMATO N° 2-b

C O N C E P T O	Factor co- rrector de coste (3)	Coste anual ptas. (4)
<u>POZO</u>		
Revestimiento		
De 20 a 25 mm. ....		
30 mm. ....		
6 mm. ....		
Hormigón .....		
<u>Depósito Regulador</u>		
<u>Bomba</u>		
Impulsores múltiples .....		
Impulsor de turbina .....		
Impulsor centrífugo .....		
<u>Tipo de motor</u>		
Eléctrico .....		
Gasolina .....		
Diesel .....		
Gas natural o Propano .....		
<u>Accesorios complementarios</u>		
Mandos eléctricos .....		
Conducciones de gas .....		
Hierro .....		
Plástico .....		
Depósito de combustible		
Propano .....		
Diesel o gasolina .....		
Sobre el terreno .....		
<u>Conducción de agua</u>		
<u>Enterrada</u>		
Hormigón .....		
Acero .....		
Fibro-cemento .....		
Plástico .....		
Sobre el terreno		
Aluminio .....		
Acero galvanizado .....		
<u>Conducciones laterales y sistemas de aspersión</u>		
Desplazamiento manual .....		
Movidos por tractor .....		
Auto-desplazables .....		
Auto-propulsados .....		
Permanentes .....		

## FORMATO N° 2-b

C O N C E P T O	Factor co- rrector de coste (3)	Coste anual ptas. (4)
<u>Sistemas de riego de superficie</u> Grado y nivelación del terreno ..... <u>Sistemas de subsuelo</u> Zanjas en tierra ..... Tubería ..... <u>Drenaje del terreno</u> .....  Costes anuales de impuestos y seguros Coste inicial                    x 0'01 ..... Cargas por servicio eléctrico ..... Valor de pérdida de producción por te- rreno del campo no regado                    Qm. a                    ptas. Qm.  Total coste depreciación .....		

COSTE ANUAL DE FUNCIONAMIENTO

FORMATO Nº 3

CONCEPTO	POTENCIA NECESARIA C.V.	Nº DE HORAS DE FUNCIONAMIENTO	COSTE UNIDAD COMBUSTIBLE	COMBUSTIBLE C.V. HORA	TOTAL
1º - Combustible .....					
2º - Aceite para el motor .					
3º - Aceite para engranajes o motor eléctrico .....					
			Coste C.V. pts.		
4º - Reparación y conserva- ción del grupo de bom- beo motor .....	Coste inicial ptas.	Coefficientes			
5º - Reparación y conserva- ción del equipo de rie- go .....					
6º - Depósito regulador -- Conservación .....					
7º - Gastos adicionales -- Semilla	Ptas. por Ha.	Has.			
Fertilizantes, Pesticidas, recolección. Coste estimado .....					
	Horas por Ha.	Nº riegos Ha.	Has.	Ptas.Hora trabajo	
8º - Mano de obra .....					

FORMATO N° 4

RENTABILIDA DE LA INVERSION

Valor por Ha. del incremento de producción por el riego

\_\_\_\_\_ ptas./Ha. x ptas./Kg. por unidad (Kg., Qm., Tm.) \_\_\_\_\_

Coste total anual por Ha. de riego

\_\_\_\_\_ ptas. de coste anual de depreciación (Formato 2º, 2ª Parte) \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_ ptas. de coste anual de funcionamiento (Formato 3º) \_\_\_\_\_

Total .....

\_\_\_\_\_ ptas. de coste anual dividido por 49 Has. \_\_\_\_\_

Rentabilidad de la inversión por Ha. \_\_\_\_\_







INTRODUCCION

Datos base para el diseño de cualquier sistema es el peso

a) incrementos en peso en las partes. el otro es la suma por mes, cuando el motor funciona, en mm

Se tiene el mes en mayor cantidad 17 mm/mes.

b) Se debe tomar en consideración para el tamaño de presión en el sistema de la capacidad e inercia.  $(LR-UF) \%$  que se debe dar tanto para el motor como para el sistema.

de - peso específico del motor y del sistema en kg/m<sup>3</sup>.

Porque el motor está instalado en un punto o en otro de

c) Se debe tener en cuenta la velocidad máxima h/mh.

Con estos datos base se puede obtener futuros cambios o cuando cambie el motor

$$g = \frac{1710 \times 1000}{1710 \times 1000 + 71 \times 2600} \quad \text{en } 71:2600 \text{ mm}$$

$$g = \frac{1710 \times 1000}{1710 \times 1000 + 71 \times 2600} \quad \text{kg/m}^3 \quad (1)$$

Datos de peso en m<sup>3</sup>/h o el otro en kg en mm

$$D \text{ m}^3/\text{h} = (10000 \times h) \times 1000 = \frac{LR-UF}{100} \times \frac{1}{1000}$$

$$71 \text{ m}^3/\text{h} = 1000 \times 100 (10 \times h) (LR-UF) \quad \text{en mm de altura en agua } 10 (10 \times h) (LR-UF)$$

Con los datos últimos se determina y con eso se va a ir a la siguiente.

altura de motor en  $D = \frac{A}{D}$  frecuencia  $T = \frac{1710 \times 1000}{1710}$

$\frac{1710 \times 1000}{1710} \times D$  en el  $D = \frac{1710 \times 1000 \times D}{T}$  que se obtiene en

(1) en  $g = \frac{1710 \times 1000}{71 \times 2600}$  kg/m<sup>3</sup>.

Este sistema es 2 fases simples se determinan los incrementos en peso de los datos con los motores de escape de presión o volúmenes en m<sup>3</sup> con volúmenes.

Diseño del rizo en paralelo y en serie.

En paralelo Se sabe determinar las unidades paralelas de rizo.

Sea un área de S Ha.

Cálculo necesario  $G_1 = S \cdot g$  lit./g. donde  $g$  es el número de rizo  
 $H > G_1$  o  $G_1 = a \cdot H$ , a menor este es mejor.

Este caso, ~~expresión~~ si muestra de unidades  
 de rizo por Ha.

1er caso  $H > G_1$ , en este caso hay  $g_1$  unidades de rizo por Ha.

$$T \text{ (unidades)} \times 88.400 \times H = T \times 3600 \times G_1 \quad T' = T \times \frac{G_1}{H} \quad \text{donde } T' < T$$

$$\text{Unidad por rizo } S = \frac{(11.75 \cdot \frac{1}{1000})^{0.25}}{((1.1 \text{ mm/ha}) \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{1}{5000})^{0.25}} = m^2 \frac{H}{10} = 3600$$

$$\text{Número de unidades } n = \frac{S \cdot 10.000}{15} = \frac{S \cdot 10.000 \cdot h}{H \cdot 3600}$$

Tiempo de rizo en cada unidad.

$$\text{Hoy: } D = 10.000 \cdot \frac{S}{10.000} = D \cdot S \quad \text{b. } \frac{D \cdot S}{H} \quad \text{Tiempo total?}$$

$$\text{entonces } n \cdot \frac{D \cdot S}{H} = \frac{S \cdot 10.000 \cdot D}{H} \quad \text{pero } H = \frac{G_1 \cdot T}{T'}$$

$$n \cdot t = \frac{S \cdot 10.000 \cdot D}{G_1 \cdot T} = \frac{S \cdot 10.000 \cdot D \cdot T'}{G_1 \cdot S \cdot T} = \frac{10.000 \cdot D \cdot T'}{G_1 \cdot T} \quad \int$$

$$\text{como } \frac{T'}{T} = \frac{10.000 \cdot D}{G_1} \quad \text{entonces } T' \text{ es lo que}$$

2º caso  $G_1 = a \cdot H$  a menor este es mejor  $S$  Ha en unidades por Ha  
 unidades por Ha  $S' = \frac{S}{a}$  Ha.

En este caso  $G_1' = g \cdot S' < H$ , entonces en el caso anterior  
 simplemente multiplicamos.

# Organización en parcelas cuadradas

Las condiciones que se piden en este caso son que  
 las parcelas sean lo más cuadradas posibles y que el número de parcelas  
 de parcelas sea el menor posible que sea suficiente.

Así mismo se pide que en cada una de ellas  
 sea lo más cuadrada posible.

Determinamos un término  $T$  común a todas ellas.

ya  $T = \frac{L_1}{a_1} = \frac{L_2}{a_2} = \dots = \frac{L_n}{a_n}$  es el menor  $T$  que sea mayor que  
 a parte completa como resultado de ser un número en el parámetro.

Para poderlo aceptar es preciso que cada una de ellas sea  
 este término sea un número en sí mismo como si lo fueran  $\frac{L_i}{a_i}$  de cada  
 una de ellas.

Entonces se debe encontrar un número que sea el menor posible  
 de los números que se dan como resultado de ser un número.

$$g_j = s_{j1} \cdot \frac{D_1}{L_1} + s_{j2} \cdot \frac{D_2}{L_2} + \dots + s_{jn} \cdot \frac{D_n}{L_n} \quad \text{con } n \text{ ceros}$$

$$\text{teniendo como resultado } T = \frac{L_1}{a_1} = \dots = \frac{L_n}{a_n}$$

Así

$$g_j = s_{j1} \cdot \frac{D_1}{L_1 T} + \dots + s_{jn} \cdot \frac{D_n}{L_n T} \quad \text{que puede ser menor que}$$

Ejemplo práctico.

Un prado con 6 cultivos con Dosis y parcelas siguientes.

1	1000 m <sup>2</sup> /ha	14
2	500 "	20
3	1000 "	14
4	1000 "	15
5	450 "	8
6	500 "	10

Tomamos como  $T = 7000$ .

Cultivo 1	14	14	
2	21	14	546 m <sup>2</sup> /ha
3	14	14	
4	14	15	534 m <sup>2</sup> /ha
5	1	8	354 "
6	1	10	350 "

$$a_1 = 2 \quad a_2 = 3 \quad a_3 = 2 \quad a_4 = 2 \quad a_5 = 2 \quad a_6 = 2$$

Calcula el volumen de este prisma

4

cm

12 cm      altura 1  
15 cm      "    2  
10 "      "    3

Sección del cubo es un triángulo con base en el cubo: base  $\frac{1}{2}$  del cubo = 5 cm,  $\frac{1}{2}$  del 2 = 2 cm,  $\frac{1}{2}$  del 3 = 3 cm.

Si el módulo de velocidad es  $v = 50 \text{ km/h}$  en movimiento

Construcción

$$\frac{10}{3} \times 110 \times 100 + \frac{6}{3} \times 840 \times 100 + \frac{25}{2} \times 100 \times 100 =$$

$$100 (5500 + 1680 + 5000) = 16180 \times 100$$

$$\text{Volumen } V = \frac{16180 \times 1000}{50} = \frac{1618000}{5} = 536000$$

$$\text{cm}^3 \quad T = \frac{536000}{56000} = \text{Cada litro } 48 \text{ l } \approx 7 \text{ litros.}$$

Normalmente el servicio de un perímetro de riego se realiza por intermedio de una red que sirve a un número de localidades de explotación, con entregas de agua controladas.

Sea el caso de un perímetro de S Has. en el que están integradas n explotaciones servidas por una red de riego. En la estructura de este perímetro el canal principal que lo sirve tiene el caudal  $Q$  es necesario, que se distribuya en ramales o ramales secundarios y de estos a tercios.

Comenzemos el estudio con un ramal de último orden necesario que sirve a S Has con n propiedades de superficies  $s_1, s_2, \dots, s_n$  tal que

$$S = s_1 + s_2 + \dots + s_n.$$

El módulo de utilización de este ramo es  $M \text{ c/s}$ . El caudal total necesario debe satisfacerse con el módulo o múltiplo entero de  $M$

En el caso de mayor necesidad o demanda estas propiedades tienen implantadas  $k$  cultivos

Analicemos uno de estos propiedades de  $s_i$  con

Cultivo 1  $s_{i1}$  Has

2 -  $s_{i2}$  " tal que  $s_i = s_{i1} + s_{i2} + \dots + s_{ik}$

-----  
k  $s_{ik}$

Los datos de riego y frecuencias de estos cultivos son:

Cultivo 1  $D_{i1}$   $t_{i1}$   
2  $D_{i2}$   $t_{i2}$

-----  
k  $D_{ik}$   $t_{ik}$ .

El caudal unitario necesario es.

$$q_i = \frac{D_{i1} \times 1000000}{t_{i1} \times 86400} \times s_{i1} + \dots + \frac{D_{ik} \times 1000000}{t_{ik} \times 86400}$$

Para elevar este necesario a ancho es un  $M$  o múltiplo de  $M$  de suma.

$$\frac{M}{n_i M} \geq q_i$$

Nos encontramos pues con un caudal de ancho  $M$  o  $n_i M$  que debe suministrarse con ramales o frecuencias de menor caudal

Como vimos se tiene el  $T_i = \frac{t_{i1}}{s_{i1}} + \dots + \frac{t_{ik}}{s_{ik}}$

Por lo tanto

$$B_i = n_i M \times T_i \geq q_i \quad B_i = \frac{T_i q_i}{n_i M}$$

El caudal ficticio continuo en canal es

Calcularea termenilor

Definim ca  $U_n$  suma termenilor  $u_1, u_2, \dots, u_n$

$U_1 = u_1 = a$

$U_2 = u_1 + u_2 = a + ar$

$U_3 = u_1 + u_2 + u_3 = a + ar + ar^2$

$U_n = u_1 + u_2 + \dots + u_n = a + ar + ar^2 + \dots + ar^{n-1}$

$U_n = a(1 + r + r^2 + \dots + r^{n-1})$

Pe timpul  $q$  se poate vedea că

pe timpul  $q$  se poate vedea că

Pe timpul  $q$  se poate vedea că

$$U_n = a \frac{1-r^n}{1-r} \quad (1)$$

pe timpul

$$(1 - (1-r)^n) = a \frac{1-r^n}{1-r} \quad (2)$$

(1) (2) sumam

$$U_n = \frac{a(1-r^n)}{1-r} \cdot \frac{1-r}{1-r} = a \frac{1-r^n}{1-r}$$

Se poate observa că termenii  $u_1, u_2, \dots, u_n$  sunt

Și se poate observa că termenii  $u_1, u_2, \dots, u_n$  sunt

$$U_n = a \frac{1-r^n}{1-r}$$



El caudal total necesario en cabeza de la acción es

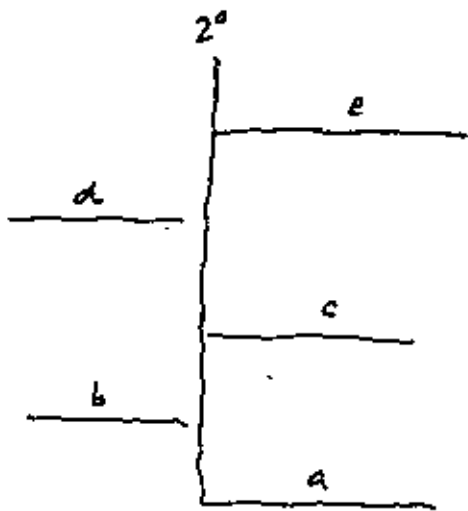
$$q = \sum_i^n \frac{q_i}{r} \quad \text{que debe darse en números enteros de } M$$

es decir  $n \times \frac{M}{r} \geq q \quad n \times M \geq q_i$

Debido a la frecuencia  $T_i$  el caudal  $\frac{nM}{r}$  debe ser constante

$$D = \frac{nM}{r} = T \times q \quad \text{o} \quad \theta = \frac{T \times \sum_i^n q_i}{nM}$$

Rotaciones en el seminario



Según lo expuesto anteriormente para cada laboratorio hay un turno  $T$  o frecuencia necesaria, y un tiempo de aplicación del cable por minutos de vibración

$$\theta = \frac{T \times \sum_i^n q_i}{n \times M} \quad \text{con esto}$$

normalmente  $n \times M > \sum_i^n q_i$  y  $\theta < T$  hay con ello un tiempo disponible del cable  $n \times M - T \times \theta$

Tenemos el x mil seminario de la p/ra del que dependen los laboratorios a, b, c, d, e

los caudales y frecuencia de cada uno son:

Rotación a  $n_a M \quad T_a$  y tiempo  $\theta_a = \frac{T_a \times \sum_i^n q_i}{n_a M}$

b  $n_b M \quad T_b \quad \theta_b = \frac{T_b \times \sum_i^n q_i}{n_b M}$

c  $n_c M \quad T_c \quad \theta_c$

d  $n_d M \quad T_d \quad \theta_d$

e  $n_e M \quad T_e \quad \theta_e$

Si el rendimiento es  $r$ , los caudales son  $\frac{nM}{r}$   
 Al ver el laboratorio a con  $\frac{n_a M}{r}$  hay un tiempo de  $T_a - \theta_a$  que está disponible y un caudal  $r$  por hora

$$q'_a = \frac{n_a M}{r} \times \frac{T_a - \theta_a}{T_a}$$

En el b  $q'_b = \frac{n_b M}{r} \times \frac{T_b - \theta_b}{T_b}$  y así sucesivamente

Si consideramos estas dicesiones

$$q_c^b = q_c + q_b'$$

$$q_c^c = q_c' + q_b' + q_c'$$

-----

$$q_c^k = q_c' + q_b' + \dots + q_k'$$

Si las conexiones de los términos son

$$a \quad q_c -$$

$$? \quad q_b$$

$$\begin{array}{r} - \\ e - - q_c \end{array}$$



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

MEDICION DEL AGUA DE RIEGO

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980



# I N D I C E

## MEDICION DEL AGUA DE RIEGO

	<u>PAG.</u>
INTRODUCCION.	
I.- TIPOS DISPOSITIVOS DE MEDIDA EXISTENTES .....	2
II.- VERTEDEROS .....	3
II.1.- Tipos de vertederos standard .....	6
II.1.1.- Normas que deben seguirse en la instalación de vertederos standard .....	6
II.2.- Construcción e instalación de vertederos .....	11
II.2.1.- Cuidados de los vertederos .....	13
II.2.2.- Características y dimensiones de los vertederos - - standard y cajones vertederos .....	15
II.3.- Fórmulas que proporcionan los caudales de vertido en los vertederos standard .....	18
II.4.- Teorías que rigen el cálculo del caudal de vertido en los vertederos standard .....	22
II.4.1.- Fundamento analítico de las fórmulas del caudal de vertido .....	23
II.4.2.- Fórmula de caudal vertido en vertederos Cipolletti .	26
II.4.3.- Fórmula de caudal de vertido en vertederos triangulares de 90° .....	26
II.5.- Método para medir la velocidad de aproximación de vertederos .....	27
II.6.- Sumergencia en vertederos .....	29
II.7.- Aplicación de las fórmulas para determinar el caudal de vertido en vertederos standard .....	31
III.- MEDIDORES PARSHALL .....	33
III.1.- Características del medidor Parshall .....	35
III.2.- Descarga en flujo libre .....	39
III.2.1.- Fórmulas que rigen la descarga de medidores Parshall	40

III.2.2.- Fórmulas de descarga para medidores Parshall sumergidos .....	43
III.3.- Medidores Parshall modificados .....	46
III.4.- Selección del tamaño, colocación y construcción de un medidor Parshall .....	47
III.5.- Picillos de amortiguación .....	55
III.6.- Modalidades o formas de medidores Parshall, transportables con su campo de aplicación .....	56
IV.- ORIFICIOS SUMERGIDOS .....	56
IV.1.- Empleo de los orificios sumergidos .....	57
IV.2.- Tipo de orificio a emplear .....	58
IV.3.- Condiciones que deben tener los orificios rectangulares sumergidos para seguridad de las medidas .....	58
IV.4.- Dimensiones de los orificios standard sumergidos .....	61
IV.5.- Fórmulas que se usan en el cómputo de descarga en orificios standard sumergidos .....	61
IV.6.- Velocidad de aproximación en las medidas con orificios sumergidos .....	62
IV.7.- Correcciones para los casos de suprimir contracción en los orificios sumergidos .....	63
IV.8.- Construcción y colocación de orificios sumergidos .....	65
IV.9.- Orificios comerciales de sumergencia ajustables .....	65
IV.10.- Orificios sumergidos, de altura o desnivel constante entre la superficie del agua a la entrada y salida .....	66
V.- ORIFICIOS DE DESCARGA LIBRE. TUBOS DE SUMINISTRO LATERAL. SIFONCILLOS Y CANALES WSC TIPO VENTURI. MEDIDORES DE RESALTO .....	67
V.1.- Orificios de descarga libre .....	68
V.2.- Tubos de descarga lateral y sifoncillos .....	70
V.3.- Canales pequeños WSC, tipo Venturi .....	74
V.4.- Medidores de altura crítica, o de resalto hidráulico .....	79
VI.- DISPOSITIVOS ESPECIALES DE DISTRIBUCION Y MEDIDA AUTOMATICA DE CAUDALES EN CANALES .....	81
VI.1.- Distribuidores .....	82
VI.1.1.- Condiciones de instalación que exigen los distribuidores y fundamento de su diseño .....	85
VI.2.- Compuertas de nivel constante aguas arriba .....	87

	<u>PAG.</u>
VI.2.1. Principio de trabajo en estas compuertas .....	89
VI.2.2.- Condiciones de reglaje que precisa este tipo de compuertas .....	93
VI.2.3.- Tipos o modelos de compuertas de nivel constante aguas arriba .....	94
VI.3.- Compuertas de nivel constante aguas abajo .....	95
VI.3.1.- Principio de trabajo de estas compuertas .....	97
VI.3.2.- Condiciones de reglaje de este tipo de compuertas .....	100
VI.3.3.- Tipos o modelos de compuertas de nivel constante aguas abajo .....	101
VII.- METODOS ESPECIALES DE MEDIDA DE CAUDALES QUE CIRCULAN EN CANALES Y CAUCES .....	102
VII.1.- Medidas por flotador .....	103
VII.2.- Velocidad por altura de varilla .....	104
VII.3.- Tubo Pitot y su empleo .....	106
VII.4.- Método de la velocidad de sales .....	108
VII.5.- Método de dilución de sal .....	109
VII.6.- Método de velocidad por calor .....	110
VII.7.- Método del área de la sección y pendiente .....	111
VII.8.- Cómputo del caudal que descarga sobre presas o azud .....	112
VII.9.- Medidores de corriente .....	112
VII.9.1.- Condiciones para el empleo de medidores de corriente ..	116
VII.10.- Métodos para determinar velocidades medias en corrientes de agua .....	117
VII.11.- Fórmulas para computar el caudal que circula .....	118
VII.12.- Alcance de las medidas de corriente .....	121
VII.13.- Calibración de compuertas y esclusas .....	122
VIII.- METODOS DE MEDIDA EN CONDUCCIONES DE PRESION .....	126
VIII.1.- Tubo Pitot .....	126
VIII.1.1.- Modificaciones introducidas en el tubo Pitot para la medida de caudales en conducciones cerradas .....	130
VIII.2.- Medidor Venturi .....	132
VIII.3.- Boquilla de caudal .....	136
VIII.4.- Medidor de orificio en pared delgada .....	138
VIII.5.- Método de la velocidad de sales disueltas .....	139
VIII.6.- Método calorimétrico de velocidad .....	141

	<u>PAG.</u>
VIII.7.- Método Californiano de la tubería .....	142
VIII.7.1.- Dispositivo para la medida de la altura del agua en - el extremo de la conducción .....	144
VIII.7.2.- Medida por orificio instalado en final de la condu- cción .....	144
VIII.8.- Método de contadores de agua o de medida volumétrica di- recta .....	146
VIII.8.1.- Tipos de medidores volumétricos de agua .....	149
VIII.9.- Método de las coordenadas del chorro .....	153
VIII.9.1.- Fundamento del método de medida de las coordenadas — del chorro o de la trayectoria .....	161
IX.- NORMAS DE MEDIDA QUE RIGEN EL EMPLEO DE VENTEDEROS SEGUN EL INS- TITUTO HIDRAULICO DE CODIFICACION EN ENSAYOS DE E.U.A. ....	166



## MEDICION DEL AGUA DE RIEGO

Cada día cobra mayor interés e importancia la medición de los caudales que se utilizan en el riego, en su doble aspecto de suministro:

- a) En los cauces de conducción y dispositivos de entrega a los perímetros de riego y unidades de explotación con el fin de organizar adecuadamente su distribución y poder establecer tarifas de riego racionales y equitativas.
- b) Dentro de la explotación por el propio agricultor, para comprobar el rendimiento del agua que aplica y determinar si los módulos de utilización que emplea son los adecuados, para una estructuración parcelaria de riego acorde a este fin.

Intenta por tanto cubrir estas normas, el conocimiento técnico adecuado de los dispositivos existentes para la medición del agua de riego, así como hacer su empleo fácil y asequible a los agricultores y capataces de riego, bastando una formación técnica mínima. Asimismo, que estas normas sean elemento complementario de trabajo básico, para los Servicios Agronómicos de las diversas Confederaciones Hidrográficas, integradas en la Dirección General de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas, en su labor formativa y de orientación, así como asistencia técnica a las Comunidades de riego.

Las orientaciones anteriores han sido base para que este Manual de Instrucciones comprenda en su contenido los aspectos siguientes:

- 1ª.- Describir los métodos standard y de empleo común en E.U.A y otros países con perfeccionamiento en sus regadíos, para la medida del agua de riego.
- 2ª.- Dar a conocer y ambientar a los que desarrollan su trabajo y actividad profesional en el campo del riego, los métodos o dispositivos de medición del agua que se puedan considerar como no standard, pero que cuando el margen de precisión en la medida a realizar se eleva, es preciso acudir a ellos.

## I.- TIPOS O DISPOSITIVOS DE MEDIDA EXISTENTES

Los tipos o dispositivos existentes para la medición del agua de riego, podemos clasificarlos como sigue:

Vertederos.

Orificios sumergidos.

Medidores Parshall convencionales y modificados.

Estaciones de aforo.

Medidas en corrientes en canales y conducciones cerradas.

El campo de aplicación, en líneas generales, de los tipos o dispositivos de medida anteriores es:

Vertederos: Siempre que se disponga de suficiente desnivel o salto en canales o acequias y el volumen de agua a medir no sea demasiado elevado. Es el dispositivo de medida más fácil de manipular y económico.

Orificios sumergidos: Cuando el desnivel o salto disponible en el canal es pequeño, se miden volúmenes de pequeña magnitud y el agua no transporta detritus o residuos.

Medidores Parshall: Se emplean como dispositivos que sustituyen a los anteriores, cuando su empleo por las razones de limitación apuntadas anteriormente, no es factible. Se adapta a la medición de volúmenes de agua elevados.

Estaciones de aforo: Cuando los volúmenes de agua a medir son muy elevados y las condiciones de operación e instalación de los medidores Parshall no son favorables para su empleo, se recurre a estos dispositivos.

Medidas en corrientes en canales y conducciones cerradas: Se engloban en este concepto, todos los métodos o dispositivos de medida que no son de uso común en proyectos de riego, pero que pueden o deben ser utilizados en condiciones determinadas.

Estos medidores son:

Método de flotador

Tubo Pitot

Método de velocidad de sales

Método de dilución de sales

Método de velocidad calorimétrico

Esclusas calibradas, compuertas, ruedas hidráulicas, válvulas.

Medidor Venturi.

Boquillas de flujo

Medidor de orificio

Método de tubería californiano

Escala aforadora Clausen-Pierce

Medidores comerciales

Debe tenerse presente al utilizar las fórmulas que se darán más adelante, para los diversos dispositivos de medida, que bastan por el margen de validez de sus medidas con un máximo de 2 decimales en mediciones expresadas en  $m^3/seg.$  y de 1 decimal en  $l/seg.$

Pasamos a describir el primero de los dispositivos antes mencionados y de uso más común así como generalizado, como son los Vertederos.

## II.- VERTEDEROS

La definición de vertedero podemos darla como sigue: "Una pared que cruza transversalmente un canal o acequia, obligando a la corriente que circula a pasar a través de una entalladura o escotadura que lleva en su parte superior".

La escotadura mencionada tiene forma y dimensiones definidas y el fondo de esta escotadura se conoce con el nombre de cresta.

La altura de vertido en un vertedero, es la diferencia de elevación entre la cresta y la superficie del agua, en un punto situado aguas arriba a una distancia determinada, del lugar donde se instala el vertedero en el canal o acequia.

Cuando el ancho y profundidad del canal, son lo suficientemente grandes para provocar una aproximación lateral libre del agua a la cresta de la escotadura, el vertedero se dice que es contraído o de contracción.

Lo anterior provoca que el agua acuda al vertedero con velocidad pequeña en ciertas condiciones. En este caso, se dice que el vertedero es de contracción completa o total.

Si un vertedero de escotadura rectangular se coloca o va instalado en un cajón o canalón, de forma que los lados de éstos coinciden con los de la escotadura del vertedero, éste se denomina de contracción suprimida o sin con-

### tracción.

Norma que debe tenerse presente en el uso de vertederos para medir caudales en acequias o canales de orden inferior o en aquellas de servicio de la unidad de explotación, es que debe disponerse de un desnivel o caída mínima para la lámina de vertido de 15 a 30 cms. Sólo en casos muy especiales, el límite anterior puede ligeramente ser sobrepasado.

El depósito de agua que se forma aguas arriba del lugar donde se instala el vertedero, se denomina remanso del vertedero y el agua que pasa a través de la escotadura del vertedero que cae sobre la cresta, se denomina lámina.

Cuando la superficie del agua, aguas abajo del punto donde está colocado el vertedero, está bastante distante de la cresta del mismo, de forma que el aire tenga fácil acceso por debajo de la lámina que vierte, el flujo se dice libre, si así no fuese es sumergido.

Todas las definiciones anteriores son básicas de las descripciones que se darán más adelante, de los diversos tipos de vertederos y asimismo de incidencia acusada y básica en la fórmula y coeficiente corrector a emplear en ellos para determinar el caudal que circula.

Toda la lámina de agua que pasa a través de un vertedero de cresta afilada, inmediatamente de su paso por ella, experimenta una contracción, similar a la del chorro que fluye a través de un orificio con bordes afilados. -- Pues bien, la contracción a lo largo de la cresta horizontal de un vertedero, se denomina contracción de cresta. Si, por otro lado, el fondo del canal de aproximación, no está suficientemente distante de la cresta del vertedero, (como mínimo el doble de la altura del vertido) la contracción de la cresta es parcialmente suprimida.

La contracción de superficie es una ligera pérdida en la superficie del nivel del agua, que se inicia aguas arriba del punto donde se instala el vertedero, a una distancia aproximadamente el doble de la altura de vertido. Esta pérdida es producida por una aceleración de la velocidad que se produce al aproximarse el agua al vertedero. Toda pérdida de altura del nivel del agua entre dos secciones de la corriente, representa un cambio de energía potencial o cinética de ella, según el teorema de Bernoulli.

El término que a veces se utiliza en el empleo de vertederos, denominado contracción vertical de la lámina, incluye ambas contracciones de super

ficie y cresta.

Si un vertedero con contracción final tiene los lados de la escotadura con bordes cortantes aguas arriba, la lámina de vertido está contraída en ancho. Para obtener en un vertedero contracción final completa, los extremos del vertedero deben distar al menos el doble de su altura de los lados del canal.

Hemos indicado que en un vertedero sin contracción, la longitud de la cresta coincide con el ancho del canal donde se instala. De esta forma, los lados del canal son los de la escotadura del vertedero y la lámina no tiene contracción en ancho.

Los tipos de escotadura que se emplean normalmente en los vertederos y que los da nombre, son:

El trapecial o Cipolletti, el rectangular y el vertedero de escotadura triangular de  $90^\circ$ .

Como aclaración de lo anterior, damos en (a) de la figura n<sup>o</sup> 1, un vertedero rectangular instalado en un cauce de tierra y detalle con características de las diversas escotaduras, trapecial o Cipolletti y triangular.

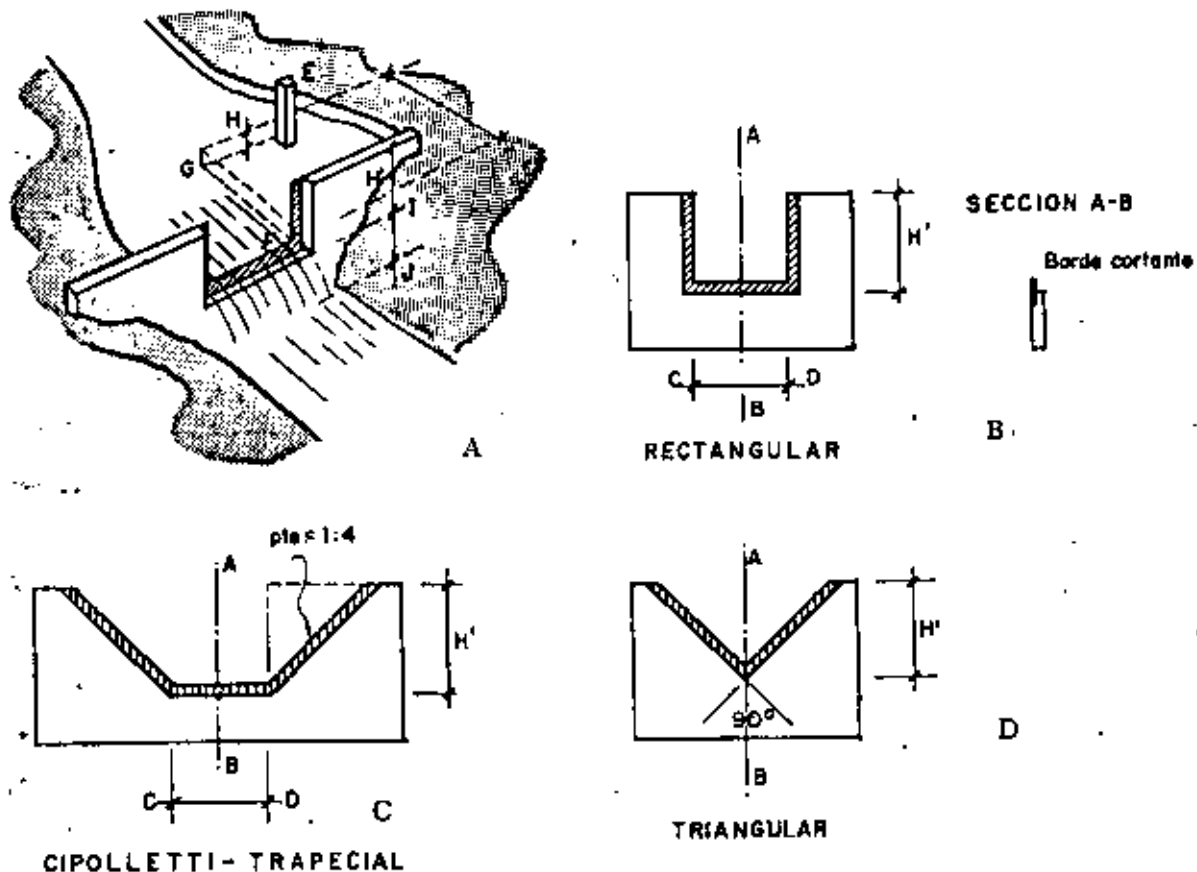


FIG. 1

En (b) de la figura 1<sup>o</sup> se muestra el vertedero enlazado y su sección por AB, siendo CD el ancho de la cresta de la escotadura y H' su altura.

Como hemos indicado anteriormente, H altura de vertido sobre la cresta, se mide en la Escala E de (a), figura n<sup>o</sup> 1.

Pasamos a describir los tipos de vertederos standard y su aplicación.

## II.1.- Tipos de vertederos standard

Los tipos de vertederos standard usados en la medición del agua de riego son:

Vertedero rectangular contraído de cresta afilada.

Vertedero rectangular sin contracción de cresta afilada.

Vertedero Cipolletti de cresta y lados afilados.

Vertedero triangular de 90° con lados afilados.

Estos cuatro tipos de vertedero, mirando su empleo, se pueden clasificar como sigue:

Vertedero standard rectangular contraído.

Vertedero standard rectangular sin contracción.

Vertedero standard Cipolletti.

Vertedero standard triangular de 90°.

Asimismo, para seguridad de las medidas en su empleo, son vertederos para ser empleados sin sumergencia. Aunque en ciertas condiciones muy específicas de trabajo y en cortos períodos de tiempo pueden ser usados con este carácter. La forma de la escotadura de estos vertederos, con las medidas para dimensionarlos, se muestra en (b), (c) y (d) de la figura n<sup>o</sup> 1.

### II.1.1.- Normas que deben seguirse en la instalación de vertederos standar

Comenzamos la descripción de estas normas con el vertedero standard rectangular contraído.

Es condición para el empleo de este vertedero que se produzca la contracción total de la lámina vertiente.

Para ello, tanto su cresta como costados deben distar del fondo del canal y lados unas distancias mínimas para desarrollar la contracción mencionada, similar a la que se obtendría con distancias infinitas. Asimismo,

deben instalarse en cajones de medida, como más adelante indicaremos.

Como normas derivadas de la experiencia, damos para colocar estos vertederos, las siguientes:

1ª.- La cara aguas arriba del vertedero, debe encontrarse lo más aproximadamente posible normal a la dirección de la corriente en su plano vertical.

2ª.- La cara aguas arriba de la cresta y costados o cantos del vertedero, deben ser rectos, pulidos, afilados y mirar esta parte afilada aguas arriba de la corriente.

3ª.- En lo posible, la cresta del vertedero, una vez instalado, debe nivelarse horizontalmente y asimismo los lados y costados verticalmente.

4ª.- La distancia de la cresta del vertedero, al fondo del canal o acequia de aproximación, no será inferior al doble de la profundidad o altura máxima del agua de vertido por encima de la cresta y siempre no inferior a 30 cms.

5ª.- La distancia de los lados o costados del vertedero a los del canal de aproximación, se debe procurar no sea inferior al doble de la altura de agua de vertido máxima por encima de la cresta y nunca menor de 30 cms.

6ª.- La lámina de agua que vierta, sólo debe tocar los bordes aguas arriba de la cresta y lados.

7ª.- El aire debe circular libremente por debajo y lados de la lámina que vierte.

8ª.- La medida de la altura de vertido por encima de la cresta se debe realizar aguas arriba del vertedero, a una distancia mínima de 4 a 6 veces la altura máxima de vertido en la cresta.

9ª.- La sección transversal del canal o acequia de aproximación, debe ser como mínimo, 6 veces la sección de la lámina de vertido sobre la cresta, para una distancia de 15 a 20 veces la profundidad de la lámina de vertido máxima.

10ª.- Cuando se producen errores por descuidos, deben realizarse correcciones de la velocidad de aproximación.

Se hace la observación que al designar alturas máximas de vertidos, éstas coinciden con la altura máxima de la escotadura, designada por  $H'$

en (b), (c) y (d) de la figura n° 1.

La forma de instalar este vertedero se muestra en (a) de la figura n° 1.

Vertedero rectangular standard sin contracción. La figura n° 2 -- muestra un vertedero de este tipo instalado, con un desnivel o caída de sole- ras aguas arriba y abajo, donde se instala en el canal o acequia, designado - por A en la figura. El detalle de este vertedero en sección CD se muestra en la figura n° 3.

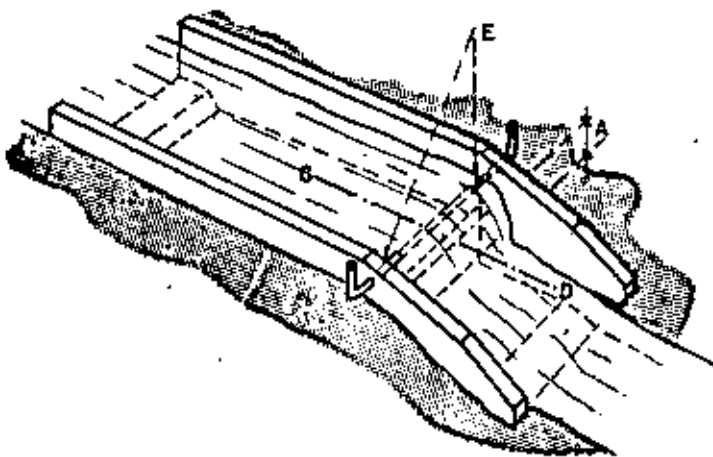


FIG. 2

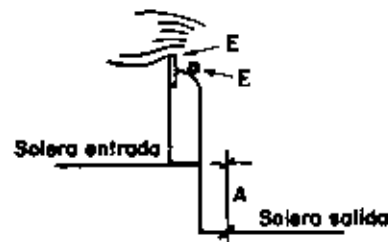


FIG. 3

La cresta de este vertedero, E de la figura n° 3, consiste en una lámina de chapa delgada a una altura mínima del fondo del canal de llegada, como en el caso del vertedero anterior, para que la contracción de la cresta se produzca, como muestra la figura n° 3 al verter la lámina. Esta distancia



debe ser como mínimo, el doble de la altura de la lámina de vertido máximo  $H$ , y nunca con valor inferior a 30 cms.

Los lados de este vertedero coinciden con las paredes del canal o acequia de llegada. No obstante esta disposición, puede producirse contracción lateral de la lámina al pasar por la cresta del vertedero.

Las normas para obtener medidas sin error con este vertedero, son similares a las dadas anteriormente para los vertederos rectangulares con contracción, exceptuando las que se refieren a asegurar la contracción lateral.

En los vertederos sin contracción lateral, los lados del vertedero se aproximan a los del canal de aproximación, extendiéndose aguas abajo del vertedero para impedir la expansión lateral de la lámina de vertido.

Un cuidado o atención especial debe prestarse al instalar estos vertederos, y es que el aire penetre por los puntos E de la figura nº 3 por debajo de la lámina de vertido. A este fin, se disponen los tubos E de la figura nº 2 y E' de la figura nº 3.

Vertedero Cipolletti standard. La cresta y lados de estos vertederos están provistos de lámina de chapa delgada, como muestra la figura nº 4 y figura nº 5.

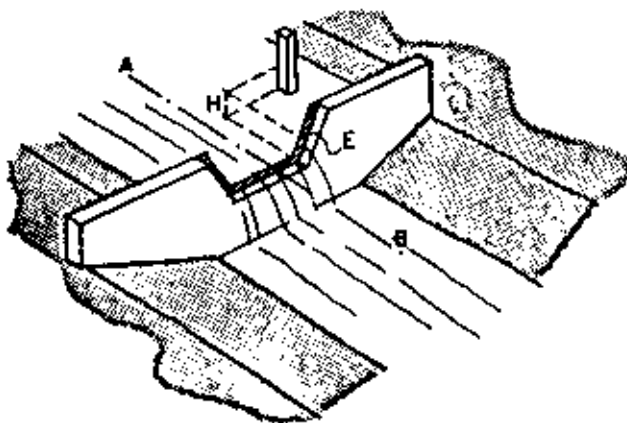


FIG. 4

SECCION A-B

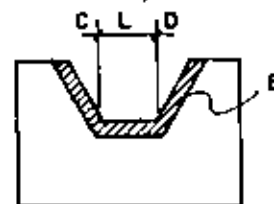


FIG. 5

Estas láminas provocan la contracción total. Los lados del vertedero tienen talud 1:4, como muestra (a) de la figura n° 1.

Este vertedero es por tanto, de contracción total y debe instalarse con las normas dadas anteriormente para ellos en el vertedero rectangular de esta condición. No obstante el caudal que descarga este vertedero, es como si no existiese esta contracción debido a que su constructor Cipolletti, ha compensado en su fórmula para este fin la reducción de caudal por este efecto, dando a los lados del vertedero una pendiente suficiente para cubrirla.

Se aplican a este tipo de vertedero todas las normas dadas para la instalación de vertederos rectangulares con contracción. Las distancias mínimas de los lados de los lados del vertedero a los del canal donde se instala, se basan en el ancho de la escotadura del vertedero en la cresta, CD de (a) figura n° 1. La instalación de este vertedero en un canal, se muestra en la figura n° 4.

Vertedero standard triangular de 90°. En estos vertederos la escotadura es triangular con ángula de 90° en su vértice, como se muestra en (d) figura n° 1. Están provistos los lados de este triangulo, de chapa delgada, como se muestra en la figura n° 6. Es por tanto, vertedero de contracción y se aplican todas las normas dadas anteriormente para los vertederos rectangulares con contracción.

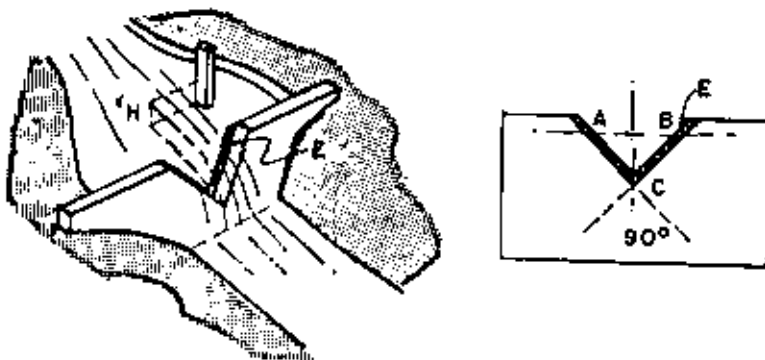


FIG. 6

Para señalar las distancias mínimas de los lados del vertedero a las del canal, al estar suprimida la cresta en este tipo de vertederos, las alturas máximas de vertido se miden desde los puntos de intersección del nivel máximo de vertido con los bordes al vértice C del triángulo, figura nº 6, y la distancia mínima con el fondo del canal o acequia, se toma entre el vértice de la escotadura o triángulo y la solera del canal.

La ventaja que presentan estos vertederos es la de medir pequeños caudales, que con los tipos de vertederos anteriores da una altura de vertido muy pequeña. Estos vertederos por su forma triangular incrementan la altura de vertido, facilitando su lectura en la escala. Sin embargo, estos vertederos presentan el inconveniente de que en pequeñas descargas de caudal, se despegan la lámina de vertido de la cresta y hace las medidas difíciles.

No obstante, el uso de estos vertederos es muy útil para medir pequeños caudales, aunque los rectangulares y Cipolletti de 15 cms. de ancho de cresta se utilizan en estas mediciones con mayor seguridad y sensibilidad.

En la figura nº 6 se muestran con las letras A, B y C los puntos en el vertedero, con arreglo a la lámina de vertido, para medir las distancias mínimas de los lados o costados del vertedero, con los del canal o acequia donde se instala, así como con su fondo o solera.

## II.2.- Construcción e instalación de vertederos

Según las medidas de caudales a realizar y el fin que con ellas se persigue, los vertederos descritos son de distinta construcción.

Para medir pequeños caudales, sin colocación permanente del vertedero sino temporal, se usan vertederos portátiles. Se pueden construir estos vertederos de chapa acordes con las dimensiones del canal, pero con margen en sus dimensiones totales, para poderse elevar de la solera del canal o acequia donde se instalen, así como alejar de sus costados o lados, cumpliendo las normas dadas en el epígrafe anterior con arreglo a las dimensiones de la escotadura. Un ejemplo de lo expuesto se muestra en las figuras 1, 5, y 6.

Con este margen entre la sección de la escotadura y el total de la sección de la chapa del vertedero, todo se traduce al instalarlo en elevar el vertedero en el canal o acequia, para cumplir las normas dadas en apartado anterior, se trate de canal o acequia en tierra o revestido.

Debe tenerse en cuenta que la chapa del vertedero esté normal a la corriente y con la cresta así como bordes o costados de la escotadura nivelados, y en caso de canales de obra bien introducidos en la escotadura que lleven para instalar la chapa del vertedero.

Se pueden realizar todos los vertederos anteriores en madera. — Una norma importante al realizar la escotadura, es que la cresta y bordes de la lámina de la sección de la escotadura, sean de chapa delgada y afilada de pequeño espesor, como se ha mostrado en las figuras anteriores. Al cortar la chapa o madera para realizar la escotadura del vertedero, las medidas deben incrementarse en un mínimo de 7 a 8 mm. para despegar bien la lámina. — Asimismo, en el caso de realizar el vertedero con chapa gruesa.

Para aclaración de lo expuesto, damos la figura n° 7. En ella se muestra la instalación de la chapa delgada en la escotadura del vertedero, — realizado en madera o chapa gruesa. Las dimensiones de este borde de la escotadura en chapa delgada, con arreglo a las dimensiones totales a dar a la escotadura para su instalación, son:

$$L_1 = L + 2a \text{ (7 a 8 mm)}$$

$$L'_2 = L' + a \text{ (7 a 8 mm)}$$

L y L' son las medidas reales de ancho y alto que debe tener el vertedero.

Como estos vertederos colocados con las disposiciones de las figuras 1ª, 4ª y 6ª, no tienen suficiente estabilidad para su instalación permanente, pueden ser contruidos para estos casos, en hormigón y madera que los fijen sólidamente, con la disposición para este segundo caso, que muestra la figura n° 8, de un cajón que aloja el vertedero.

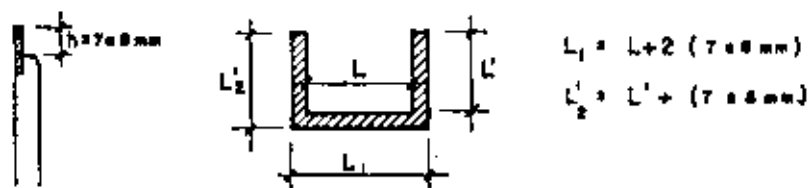


FIG. 7

Quando estos cajones se instalan en canales o acequias en tierra, se extiende como muestra la figura n° 8, con la cota X la solera del cajón aguas abajo de la posición del vertedero, antes de pasar el agua al canal de evacuación o sección con menor cota. El piso del cajón aguas abajo del punto donde se instala el vertedero, puede tener una pequeña pendiente contraria a la de la circulación del agua, para formar un pequeño depósito que servirá de amortiguador de energía de la lámina vertiente.

En el caso especial de vertederos rectangulares sin contracción, figura n° 2, los lados de las partes aguas abajo del cajón vertedero deben coincidir con los bordes de la elevación del tirante que ocasiona el pago por el vertedero, como muestra la figura n° 2 mencionada.

Para los vertederos rectangulares con contracción, Cipolletti y triangulares estos lados sobresalen algo en relación a los bordes o costados del vertedero.

Una observación importante en relación con los vertederos sin contracción, es que como muestra la figura 2ª, deben instalarse los tubitos E que permiten la entrada de aire por debajo de la lámina vertiente, aseguran de la contracción.

Más adelante se darán características y dimensiones de estos vertederos, tomadas del Boletín 1683 del Departamento de Agricultura de E.U.A. Las dimensiones que se darán son mínimas para obtener un margen de seguridad razonable en las medidas.

Para una buena manipulación de estos vertederos deben instalarse en un tramo recto del canal perpendicular a la línea de circulación. Asimismo, para facilitar la limpieza y evacuación de limo y arena que se deposita en la solera del cajón vertedero, van provistos de una abertura debajo de la plancha del vertedero I, como se muestra en la figura n° 8, que se cubre para impedir el paso del agua una vez limpio, con un dispositivo de cierre.

#### II.2.1.- Cuidados de los vertederos

Tanto el vertedero como el remanso que se origina aguas arriba del punto donde se instala, deben estar limpios de malas hierbas y eliminarse periódicamente los depósitos de limo y arena que se originen.

Asimismo, debe comprobarse periódicamente el nivel de la cresta, en relación con el nivel del cero en la escala de medida. Por otro lado, el -

CUAING N° 1

DIMENSIONES PARA CAJONES-VERTEDEROS, RECTANGULAR, CIPOLLETTI Y TRIANGULAR DE 90°

Vertederos rectangular y Cipolletti

Descarga m <sup>3</sup> /seg.	H Altura - máxima -	L Longitud cresta	A Longitud de la ca ja enci- ma del - vertedero	X Longitud de la ca ja debajo del ver- tedero	B Ancho to tal de - la caja	E Altura to tal de la caja	C Distancia de los ex tremos de la cresta a. los lados	D Distancia de la cre sta al fon do de la - caja	F Distancia de la escala
0'00675 a 0'081	0'3	0'3	1'80	0'60	0'90	0'45	0'30	0'45	1'20
0'054 a 0'135	0'33	0'45	2'10	0'90	1'20	0'45	0'375	0'45	1'35
0'108 a 0'216	0'36	0'60	2'40	1'20	1'50	0'53	0'45	0'525	1'50
0'162 a 0'378	0'39	0'90	2'70	1'50	2'10	0'60	0'60	0'60	1'65
0'270 a 0'594	0'45	1'20	3'00	1'80	2'70	0'60	0'75	0'60	1'80
0'405 a 0'675	0'45	1'80	3'60	1'80	3'45	0'60	0'825	0'75	1'80
0'540 a 1'350	0'45	2'40	4'80	2'40	4'20	0'60	0'9	0'825	2'40
0'675 a 1'620	0'45	3'00	6'00	2'40	5'10	0'60	1'05	0'90	2'40

La cota E altura total de la caja, debe ser como mínimo 15'24 cms. por encima del nivel máximo de vertido de la lámina de agua por encima de la cresta del vertedero.

Vertedero triangular de 90°

Descarga l/s.	H	L	A	X	B	E	C	D	F
13'50 a 67'5	0'3	-	1'80	0'60	1'50	0'9	-	0'45	1'20
54 a 117	0'375	-	1'95	0'90	1'95	0'975	-	0'45	1'50

H/

repaso de erosiones y desconchados en los de obra y pintarlos periódicamente, así como protección contra la humedad de sus partes metálicas debe realizarse.

### II.2.2.- Características y dimensiones de los vertederos standard y cajones vertederos

Un primer dispositivo que vamos a describir, son los cajones-vertederos transportables, con empleo en cauces en tierra y revestidos o en obra. Previendo en ellos, poder instalar vertederos rectangulares, Cipolletti, o triangular de  $90^\circ$ , acorde con el tipo de medida de caudal a realizar

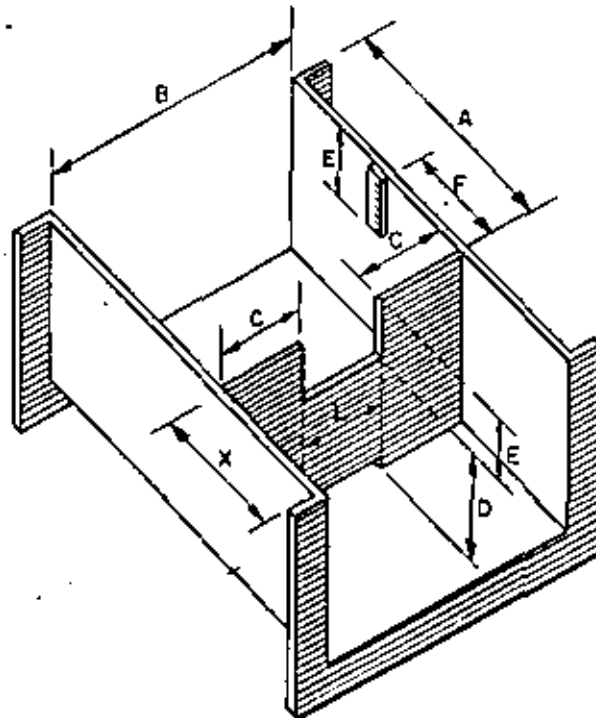


Fig. 8

La gama de caudales que puede cubrir van de 7 l/seg. a 1.600 l/seg. con vertederos rectangulares Cipolletti.

Y en vertederos triangulares de  $90^\circ$  de 14 a 38 l/seg.

Los caudales anteriores con alturas de vertido sobre la cresta del vertedero, de un máximo de 30 a 45 cms., en los dos primeros tipos, y de

30 a 37 cms. en los triangulares.

Ahora bien, la gama de caudales anteriores exige un dimensionamiento de los cajones acorde con las dimensiones de la escotadura del vertedero.

Por ello, damos en el cuadro n° 1, dimensionamiento de una serie de cajones-vertederos con arreglo a las dimensiones de la figura n° 8.

Las medidas que se señalan en la figura n° 8, son las necesarias para construir estos cajones. De ellas, la designada con la letra L, corresponde al ancho superior que debe tener cualquier modelo de vertedero que lleve instalado el cajón.

Pasamos a describir los diversos modelos a instalar.

Para vertederos rectangular y Cipolletti.

#### Modelo n° 1.

Para medidas de caudales de 6'75 l/seg. a 81 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que debe señalar la escala a instalar son:

H = 31 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 30'5 cms.

A	B	C	D	E	F	X
1'80 m.	0'90 m.	0'30 m.	0'45 m.	0'45 m.	1'20 m.	0'60 m.

#### Modelo n° 2.

Para medidas de caudales de 54 l/seg. a 135 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 33 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 45 cms.

A	B	C	D	E	F	X
2'10 m.	1'20 m.	0'375 m.	0'45 m.	0'45 m.	1'20 m.	0'90 m.

#### Modelo n° 3.

Para medidas de caudales de 108 l/seg. a 216 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 36 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 60 cms.

A	B	C	D	E	F	X
2'40 m.	1'50 m.	0'45 m.	0'525 m.	0'53 m.	1'50 m.	1'20 m.

#### Modelo n° 4.

Para medida de caudales de 162 l/seg. a 378 l/seg. Las alturas máximas H



reparación de erosiones y desconchados en los de obra y pintarlos periódicamente, así como protección contra la humedad de sus partes metálicas debe realizarse.

### II.2.2.- Características y dimensiones de los vertederos standard y cajones vertederos

Un primer dispositivo que vamos a describir, son los cajones-vertederos transportables, con empleo en cauces en tierra y revestidos o en obra. Previendo en ellos, poder instalar vertederos rectangulares, Cipolletti o triangular de 90°, acorde con el tipo de medida de caudal a realizar

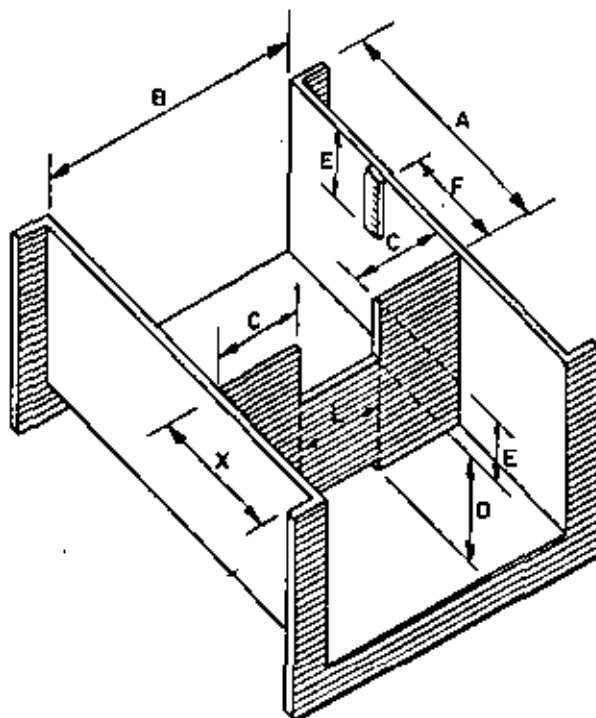


Fig. 8

La gama de caudales que puede cubrir van de 7 l/seg. a 1.600 l/seg. con vertederos rectangulares Cipolletti.

Y en vertederos triangulares de 90° de 14 a 38 l/seg.

Los caudales anteriores con alturas de vertido sobre la cresta del vertedero, de un máximo de 30 a 45 cms., en los dos primeros tipos, y de

30 a 37 cms. en los triangulares.

Ahora bien, la gama de caudales anteriores exige un dimensionamiento de los cajones acorde con las dimensiones de la escotadura del vertedero.

Por ello, damos en el cuadro n° 1, dimensionamiento de una serie de cajones-vertederos con arreglo a las dimensiones de la figura n° 8.

Las medidas que se señalan en la figura n° 8, son las necesarias para construir estos cajones. De ellas, la designada con la letra L, corresponde al ancho superior que debe tener cualquier modelo de vertedero que lleve instalado el cajón.

Pasamos a describir los diversos modelos a instalar.

Para vertederos rectangular y Cipolletti.

#### Modelo n° 1.

Para medidas de caudales de 6'75 l/seg. a 81 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que debe señalar la escala a instalar son:

H = 31 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 30'5 cms.

A	B	C	D	E	F	X
1'80 m.	0'90 m.	0'30 m.	0'45 m.	0'45 m.	1'20 m.	0'60 m.

#### Modelo n° 2.

Para medidas de caudales de 54 l/seg. a 135 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 33 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 45 cms.

A	B	C	D	E	F	X
2'10 m.	1'20 m.	0'375 m.	0'45 m.	0'45 m.	1'20 m.	0'90 m.

#### Modelo n° 3.

Para medidas de caudales de 108 l/seg. a 216 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 36 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 60 cms.

A	B	C	D	E	F	X
2'40 m.	1'50 m.	0'45 m.	0'525 m.	0'53 m.	1'50 m.	1'20 m.

#### Modelo n° 4.

Para medida de caudales de 162 l/seg. a 378 l/seg. Las alturas máximas H

de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 40 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 90 cms.

A	B	C	D	E	F	X
2'70 m.	2'10 m.	0'60 m.	0'60 m.	0'60 m.	1'65 m.	1'50 m.

Modelo nº 5.

Para medida de caudales de 270 l/seg. a 594 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 45 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 120 cms.

A	B	C	D	E	F	X
3'00 m.	2'70 m.	0'75 m.	0'60 m.	0'60 m.	1'80 m.	1'80 m.

Modelo nº 6.

Para medida de caudales de 405 l/seg. a 675 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 45 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 180 cms.

A	B	C	D	E	F	X
3'60 m.	3'45 m.	0'825 m.	0'75 m.	0'60 m.	1'80 m.	1'80 m.

Modelo nº 7.

Para medida de caudales de 540 l/seg. a 1.350 l/seg. Las medidas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 45 cms. y el ancho máximo superior del vertedero L = 240 cms.

A	B	C	D	E	F	X
4'80 m.	4'20 m.	0'90 m.	0'825 m.	0'60 m.	2'40 m.	2'40 m.

Todos estos modelos de vertedero, dan una diferencia entre la altura o borde superior del cajón y la máxima de vertido de unos 11 a 17 cms.

Para utilizar vertederos triangulares de 90°, los modelos y dimensiones se dan, como en el caso anterior, en el cuadro nº 1 y resumidos son:

Modelo nº 1.

Para medida de caudales de 13'50 l/seg. a 67'5 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 30 cms. y la altura máxima de la escotadura del vertedero está señalada

da por la diferencia de las cotas E y D del cuadro.

A	B	D	E	F	X
1'80 m.	1'50 m.	0'45 m.	0'90 m.	1'20 m.	0'60 m.

Modelo n° 2.

Para medida de caudales de 54 l/seg. a 117 l/seg. Las alturas máximas H de vertido que señalan la escala a instalar son:

H = 37'5 cms. y la altura máxima de la escotadura es como en el modelo anterior de E - D.

A	B	D	E	F	X
1'95 m.	1'95 m.	0'45 m.	0'975 m.	1'50 m.	0'90 m.

El croquis de la figura n° 9 muestra las dimensiones del vertedero triangular de 90°.

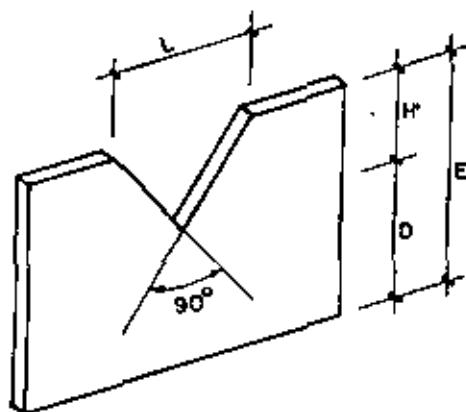


FIG. 9

La altura máxima de la escotadura es:

$$H' = E - D.$$

$$L = 2 (E - D).$$

Con ello se suprimen las dimensiones L y C de los modelos para vertederos rectangulares y Cipolletti.

II.3. Fórmulas que proporcionan los caudales de vertido en los vertederos standard.

Vertedero rectangular contraído. Estos vertederos son, como hemos indica-

do anteriormente, de la forma que muestra la figura n° 10, así como su instalación en un cauce de tierra.

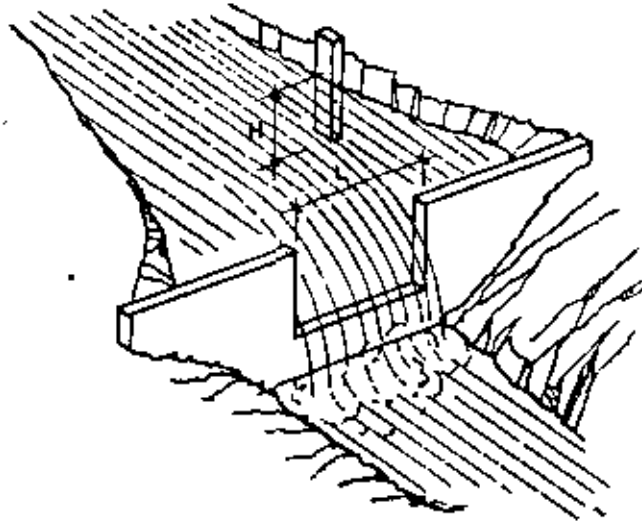


FIG. 10

La contracción se debe a la lámina metálica que se muestra rayada en la figura que contrae la sección, reduciéndola de su ancho L.

H es la altura de vertido sobre la cresta del vertadero.

La fórmula que proporciona el caudal es:

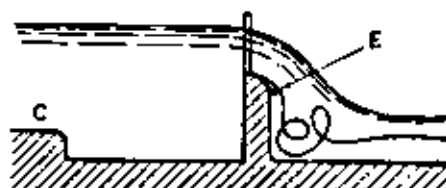
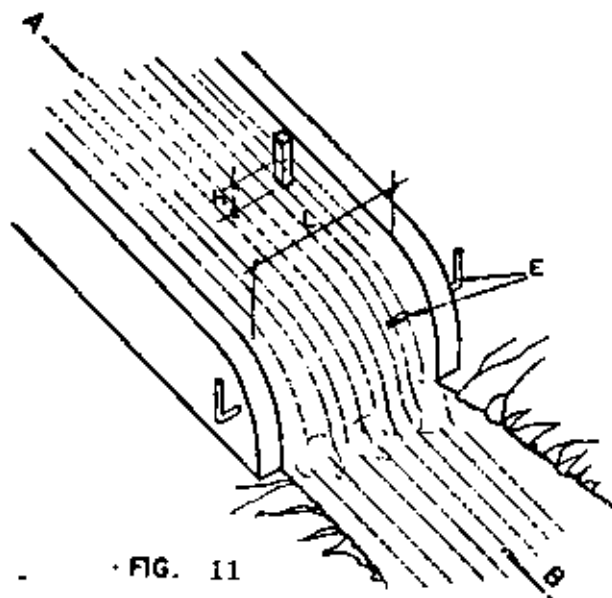
$Q = 3'33 (L - 0, 2H) H^{3/2}$  en unidades inglesas, en piés de altura de agua segundo.

Las dimensiones de 3'33 coeficiente son:

$Q = 3'33 \times \text{piés}^{3/2}/\text{seg.}$   $\text{piés}^2/\text{seg.}$ , por tanto en unidades métricas la fórmula es:

$Q = 1'824 (L - 0'2 H) \times H^{3/2} \times 1000$  en litros/seg., dando H en metros y L en metros.

Vertedero rectangular sumergido. La figura n° 11 muestra un vertedero de este tipo, con su sección por A'B'. En ella se designa por la letra E, los tubos de entrada de aire para despegar la lámina de vertido del vertedero.



SECCION A-B

FIG. 11

Este tipo de vertedero, como muestra la figura, se presenta cuando el desnivel entre aguas abajo y arriba del canal o acequia donde se instala es muy pequeño, obligando a despegar la lámina de vertido de la pared, introduciendo comunicación con el exterior, como muestra el dispositivo E de la figura.

Asimismo, va provisto de retallo a la entrada de agua en la soleira C, aguas arriba del vertedero, para amortiguar oleaje y poder realizar correctamente la lectura de H altura de vertido.

La fórmula que proporciona el caudal de vertido en litros/segundo es:

$$Q = 1'824 \times L \times H^{3/2} \times 1000, \text{ con } L \text{ en mts., } H \text{ en mts. y } Q \text{ en l/seg.}$$

Vertedero standard Cipolletti. La disposición de este vertedero se muestra en la figura n° 12.

Para estos vertederos la fórmula que proporciona el caudal en —

función de H es:

$$Q = 1.84 \times L \times H^{3/2} \times 1000 \text{ l/seg.}$$

L en mts. y

H en mts.

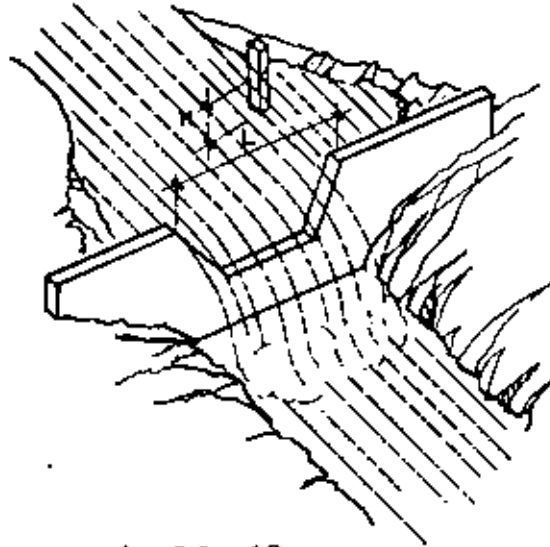


FIG. 12

Vertedero en V contraído de 90°. Para estos vertederos la fórmula que dé la descarga en función de H es:

$$Q = 1.3314 \times H^{2.48} \times 1000 \text{ l/seg.}$$

H en mts.

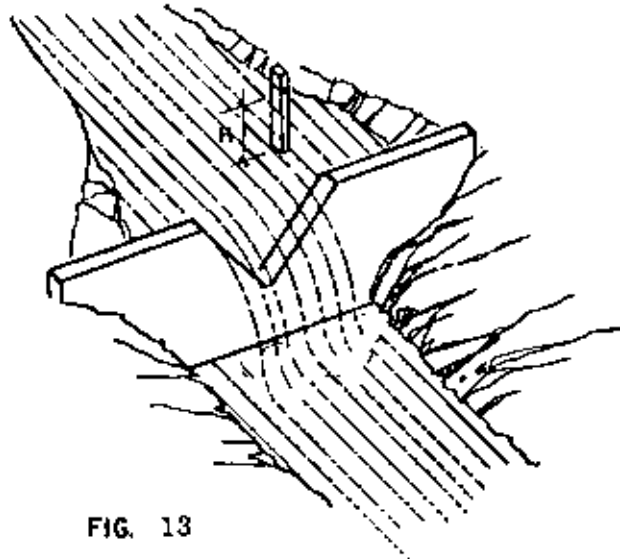


FIG. 13

#### II.4. Teorías que rigen el cálculo del caudal de vertido en los vertederos standard

Hemos dado anteriormente con los vertederos standard, una fórmula — para determinar el caudal que vierten, acorde con el ancho de la cresta  $L$  y altura  $H$  de vertido. En esta fórmula sencilla de aplicación y válida en la mayoría — de los casos, para medir con margen de error válido el caudal que circula por un canal o acequia, así como la entrega de agua a una parcela de riego, no se ha tenido en cuenta la velocidad de aproximación del agua al vertedero.

En este apartado, vamos a ampliar información sobre estas fórmulas y señalar metodología para su aplicación, según los casos de vertido que puedan presentarse.

Las dos fórmulas de mayor empleo para determinar el caudal que vierte, en vertederos rectangulares con contracción, son:

La de Hamilton Smith y la de J.B. Francis.

Las fórmulas propuestas por Hamilton Smith, precisan para su aplicación coeficiente correctores no fijos que varíen con arreglo a la altura de vertido por encima de la cresta del vertedero y asimismo con longitud de éste.

Por esta razón, presenta inconvenientes su empleo, aunque tienen la gran ventaja de la gran exactitud de sus resultados, dentro de la gama de coeficientes disponibles.

La fórmula de Francis, sin el inconveniente de empleo que presenta — la anterior, es de uso amplio y bastante exacta en sus resultados, siempre que — se opere teniendo presentes las normas e instrucciones dadas anteriormente. Esta fórmula, despreciando la velocidad de aproximación del agua al vertedero, como — hemos visto en el apartado anterior, es:

Vertedero rectangular contraído

$$Q = 1.824 \times H^{3/2} (L - 0,2 H) \quad (1)$$

$L$  Longitud de la cresta del vertido en metros.

$H$  Altura de vertido de la lámina por encima de la cresta del vertido en metros.

$Q$  en  $m^3/\text{seg}$ .

Si se incluye la velocidad de aproximación

$Q' = 1.824 \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right] (L - 0,2H) \quad (2)$  en  $m^3/\text{seg}$ . con los mismos valores de la fórmula anterior para  $L$  y  $H$  y siendo  $h$  la altura de la velocidad de —



aproximación del agua al vertadero  $\frac{v^2}{2g}$ .

Esta fórmula tiene constante el coeficiente de descarga, lo cual como se ha indicado anteriormente, facilita su aplicación.

II.4.1.- Fundamento analítico de las fórmulas del caudal de vertido

El fundamento analítico de las fórmulas dadas en el apartado anterior, por lo que se refiere a la de Francis con velocidad de aproximación, es el siguiente:

Si tenemos, como muestra la figura nº 14, una abertura rectangular de altura  $dh$  en una pared rectangular de un depósito, con altura de agua  $h$  sobre el eje de esta sección, la velocidad de descarga, si la velocidad de llegada del agua a la superficie A del líquido es  $V_A$  es:

Sección XX'

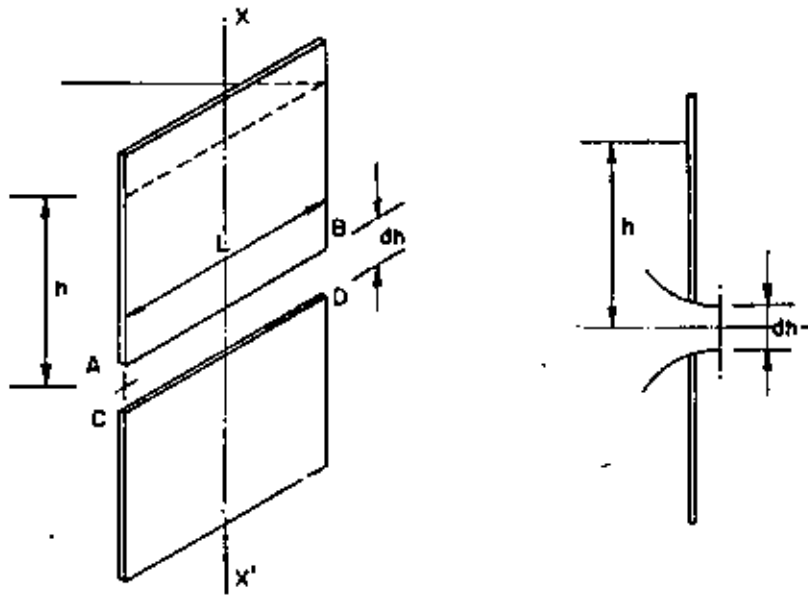


Fig. 14

Aplicando Bernoulli entre el nivel del líquido A y la sección B contraída del chorro, tenemos:

$E_A$  = Energía en la superficie del líquido A

$E_B$  = Energía en la sección contraída del chorro B

$$E_A - \text{Pérdidas} = E_B$$

$$E_A = h + 0 + \frac{v_A^2}{2g}$$

$$E_B = 0 + 0 + \frac{v^2}{2g}$$

tomando al eje de la abertura como plano de comparación. Si suponemos que las pérdidas son nulas.

$v$  es la velocidad del agua en la sección B.

$$h + \frac{v_A^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \quad v^2 = 2g \left[ h + \frac{v_A^2}{2g} \right] \quad v = \sqrt{2g} \left[ h + \frac{v_A^2}{2g} \right]^{\frac{1}{2}}$$

El caudal que sale por la abertura es:

$$dQ = L \, dh \times v = L \sqrt{2g} \left[ h + \frac{v_A^2}{2g} \right]^{\frac{1}{2}} \times dh \text{ que al tener el coeficiente } C$$

de contracción de sección y velocidad

$$dQ = C \sqrt{2g} \times L \left[ h + \frac{v_A^2}{2g} \right]^{\frac{1}{2}} dh.$$

Si ahora con nivel constante en el depósito, tomamos éste como plano de comparación y son  $-H_2$ ,  $-h_1$  las cotas de los bordes AB y CD de la escotadura ABCD.

El caudal total que se evacua es:

$$Q = C \sqrt{2g} \times L \frac{2}{3} \left[ \left( h + \frac{v_A^2}{2g} \right)^{3/2} \right]_{-h_2}^{-h_1} = C \sqrt{2g} L \times \frac{2}{3} \left[ \left( -h_1 + \frac{v_A^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( -h_2 + \frac{v_A^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

En el caso del vertedero  $h_1 = H$  altura de vertido y  $h_2 = 0$ , ya que

desaparece el borde superior.

$$Q = C \sqrt{2g} \times \frac{2}{3} \times L \left[ \left( H + \frac{v_A^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{v_A^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

como,  $C \sqrt{2g} \times \frac{2}{3}$  es el coeficiente  $C'$  del vertedero y  $\frac{v_A^2}{2g} = h$  altura de la velocidad de aproximación,

$Q = C' \times L \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right]$  similar a la fórmula dada en el apartado anterior para Francis con velocidad de aproximación.

El valor  $L = 0.2H$  es la corrección de ancho de vertedero por la contracción y  $C' = 1.824$  determinado experimentalmente por Francis, con dimensiones  $m^2/\text{segundos}$ .

En el caso de ser despreciable la velocidad de aproximación tenemos la fórmula (1).

Las fórmulas anteriores comprobadas experimentalmente por Francis en vertederos anchos, con valor próximo a 3 mts. para  $L$  de cresta y alturas de vertido = de 12 a 48 cms. y en vertederos cortos de 15, 30 y 90 cms., en Idaho han probado que estas fórmulas son de aplicación sin gran error a estos últimos, -- siempre que la altura del agua en el vertedero no sea mayor de  $1/3$  de su longitud.

Si la relación de altura  $H$  a  $L$  es  $> 1/3$ , se incrementan los resultados del caudal que vierte gradualmente desde 0% para  $1/3$ , o sea 30% para  $1/1$ .

Esta es la razón de las dimensiones que se han dado anteriormente para modelos de vertederos standard, según caudales a medir, y por tanto alturas  $H$  de vertidos.

Para el caudal en vertederos rectangulares con tracción

$$Q = 1.824 (L - 0.2H) H^{3/2} \text{ en } m^3/\text{seg.}$$

Para el caudal en vertederos rectangulares sin contracción, se utilizan las dos fórmulas siguientes:

$$Q = 1.824 \times L \times H^{3/2} \text{ (L) en } m^3/\text{seg. (1).}$$

$$Q' = 1.824 \times L \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right] \text{ (2) } m^3/\text{seg.}$$

$h$  es la altura de la velocidad de aproximación.

El coeficiente de descarga de estas fórmulas se obtuvo por Francis en la misma forma experimental indicada anteriormente. No existen experiencias que hayan permitido determinar la aplicación de estas fórmulas a vertederos con longitud de cresta superior a 1'20 mts. Asimismo, se recomienda no emplearlo para alturas de vertido inferiores a 6 cms., ya que despega mal la lámina de vertido de la cresta del vertedero.

#### II.4.2.- Fórmula de caudal de vertido en vertederos Cipolletti

Este vertedero es por definición un vertedero con contracción y deben adoptarse para su instalación, las normas dadas anteriormente para estos casos. Sin embargo, Cipolletti ha tenido en cuenta en su fórmula la reducción de la descarga por el efecto de la contracción de los lados.

Para ello, incrementa el coeficiente de Francis en cifra aproximada al 1%, despreciando la velocidad de aproximación y obtiene la fórmula

$$Q = 1'84 \times L \times H^{3/2} \quad (1) \text{ en m}^3/\text{seg.}$$

y considerando la velocidad de aproximación

$$Q' = 1'84 L (H + 1'5 h)^{3/2} \quad (2)$$

$h$  = altura de velocidad de aproximación

Es conveniente comprobar el vertedero para alturas de vertido 15 cms. 30 y 90 cms., o mayores que 1/3 de la longitud de la cresta.

#### II.4.3.- Fórmula de caudal de vertedero en vertederos triangulares de 90°

Las fórmulas más conocidas para el caudal de estos vertederos son la de Cone y Thomson.

La fórmula de Cone es considerada por autoridades, ser la más aceptable para pequeños vertederos y para las condiciones en que normalmente se desenvuelve la medición del agua de riego.

Esta fórmula es  $q = 1'3314 \times H^{2,48}$  en  $\text{m}^3/\text{seg.}$

La velocidad de aproximación en estos vertederos, que son de contracción, no afecta a la fórmula al ser muy bajo, despreciándose.

## II.5.- Método para medir la velocidad de aproximación en vertederos

Hemos visto que en la instalación de un vertedero es fundamental reducir al máximo la velocidad de aproximación, pero en ocasiones esto no es posible, obligando a su determinación para obtener el caudal real que circula.

La corrección que impone en las fórmulas anteriores la velocidad de aproximación, es difícil en la fórmula de Francis, sin tablas adecuadas para este fin.

En la fórmula de Cipolletti se incluye en ella, como vimos y la corrección puede hacerse directamente.

Norma general es moderar al máximo la velocidad de aproximación. Ahora bien, esta atenuación de la velocidad de aproximación, con alturas pequeñas de la lámina de vertido, produce grandes errores. Por el contrario, altas velocidades de aproximación, con grandes alturas de vertido producen pequeños errores.

La velocidad de aproximación es  $V = \frac{Q}{A}$ , siendo Q el caudal que vierte por el vertedero, sin tener en cuenta la velocidad de aproximación, y A la sección del canal de aproximación.

Sucesivas aproximaciones con este valor y el de Q obtenido, teniendo en cuenta la fórmula con velocidad de aproximación, da resultados con un margen aceptable de seguridad.

Tenemos  $V = \frac{Q}{A}$  Q es la descarga con  $Q = 1.824 LH^{3/2}$  para un vertedero Cipolletti, sin velocidad de aproximación.

Si se coloca este valor en la fórmula anterior  $Q' = 1.824 (H + h)^{3/2} \times L$ , siendo  $h = \frac{V^2}{2g}$ , y Q' debe ser igual a Q. Si así no fuera se realizan sucesivas aproximaciones.

Determinando la velocidad de aproximación, cuando tengamos un valor de h que haga  $Q = Q'$ . Como  $h = \frac{V^2}{2g}$  tenemos V.

La altura efectiva D de vertido en el vertedero puede ser computada en los vertederos sin contracción como sigue:

En esta fórmula la altura de vertido es

$$D = (H + h)^{3/2} - h^{3/2}$$

siendo  $h = \frac{V^2}{2g}$ , y V la velocidad de aproximación en m/seg.

Si el método de corrección con la velocidad de aproximación se emplea en la fórmula de Francis descrita en apartado anterior,

$$Q = 1.824 \times L \times H^{3/2} \quad (1)$$

$$Q' = 1.824 \times L \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right] \quad (2)$$

así como en el caso de corregir L con  $L = 0.2H$ .

La relación de los dos caudales anteriores es

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{H^{3/2}}{(H + h)^{3/2} - h^{3/2}} = C$$

siendo  $Q$  = caudal de descarga sin velocidad de aproximación.

$Q'$  = " " " con " " "

$H$  = altura de vertido por encima de la cresta del vertedero

$h$  = altura debida a la velocidad de aproximación  $\frac{v^2}{2g}$

$H$  en mts. y  $V$  en m/seg.

$C$  = coeficiente corrector sin dimensiones.

## II.6.- Sumergencia en vertederos

Medidas con margen de seguridad en vertederos con sumergencia, no pueden realizarse por la falta de datos experimentales, en relación con los coeficientes que afectan a la aplicación de las fórmulas anteriores a estos casos.

Por otro lado, los datos que existen a este respecto de experimentos realizados, se refieren a vertederos rectangulares sumergidos.

Pues bien, en base de estos experimentos, Herschel ha derivado la fórmula siguiente:

$$Q = 1.824 L (nH) m^3/seg.$$

$n$  es el factor de corrección de la altura de vertido acorde con la relación de sumergencia  $d/H$  siendo  $d$  altura en metros del nivel del agua, aguas abajo de punto de instalación del vertedero y  $H$  la altura de vertido en metros aguas arriba.

Experiencias limitadas han sido realizadas en vertederos sumergidos con contracción por J.C. Stevens, en el Proyecto Yakima del Bureau of Reclamation de E.U.A. Estas experiencias han sido estudiadas y combinadas por Setevens con otras recientes y recopiladas en Tablas para obtener la descarga en vertederos

ros sumergidos, con y sin contracción.

Los resultados difieren ligeramente de los que se obtienen con la fórmula de Herschel's por lo que pueden considerarse éstos de aplicación para vertederos sumergidos con o sin contracción.

El único inconveniente que presenta la descarga en vertederos sumergidos es la lectura con un grado de aproximación de los niveles aguas arriba y abajo del vertedero, que es realizable en estas condiciones sólo en vertederos de gran anchura aguas arriba y abajo del vertedero.

Para la fórmula de Herschel's, el coeficiente  $n$  a aplicar debe ser observado por encima de la cresta del vertedero aguas arriba.

Tenemos

$Q = 1.824 LH^{3/2}$  y  $Q' = 1.824 L(nH)^{3/2}$ , el primero sin corrección de sumergencia y el segundo con corrección.

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{(nH)^{3/2}}{H^{3/2}} = C', \text{ siendo } C' \text{ una relación que varía con } n \text{ y con la relación de sumergencia, y } C' \text{ es el coeficiente que se aplica a } Q \text{ para obtener } Q'.$$

Experimentos más completos en varios tipos de vertedero han sido realizados por J.R. Villamonte. Experiencias tipos con vertederos rectangulares con contracción, vertederos rectangulares sin contracción, vertederos triangulares de 90°, etc.

Estos resultados han conducido a la fórmula siguiente:

$$Q_1 = Q (1 - sa)^{0.385}$$

Siendo  $Q_1$  = caudal de descarga con sumergencia en m<sup>3</sup>/seg.

$Q$  = caudal de descarga en m<sup>3</sup>/seg. sin sumergencia.

$S$  = relación de sumergencia definido como valor  $n$  anteriormente

$a$  = coeficiente que varía con el tipo de vertedero empleado.

Los valores de  $a$  son:

Vertedero rectangular con contracción  $a = 1.44$

Vertedero rectangular de 90°  $a = 2.50$

Vertedero rectangular sin lados laterales  $a = 1.50$

Estos valores deben emplearse con cuidado.

## II.7.- Aplicación de las fórmulas para determinar el caudal de vertido en - vertederos standard

Hemos descrito los distintos tipos de vertederos standard, con su campo de aplicación, dimensiones acordes con los caudales a medir, fórmulas - que proporcionan el caudal que circula y correcciones a introducir en ellas,- según condiciones de su funcionamiento.

De esta descripción resumimos las fórmulas a emplear, como base - para la confección de Tablas que proporcionen el caudal que vierte o circula, según altura de vertido sobre la cresta del vertedero y ancho de ésta.

Estas fórmulas son:

Vertedero rectangular con contracción:

$$Q = 1.824 \times (L - 0.2 H) \times H^{3/2}$$

sin tener en cuenta la velocidad de aproximación y con la corrección de con- tracción en el ancho  $(L - 0.2 H)$ . Para referencia de cotas ver figura nº 10, que se muestra en el epígrafe correspondiente II.2.2.

Cuando se tiene en cuenta la velocidad de aproximación, la fórmu- la es:

$$Q = 1.824 (L - 0.2 H) \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right] \text{ siendo } h = \frac{V^2}{2g} \text{ altura}$$

de la velocidad  $V$  de aproximación del agua al vertedero.

Altura y corrección debida a la velocidad de aproximación, deter- minada acorde con la normativa expuesta en el epígrafe II.5.

Para facilitar el empleo de estas fórmulas y la corrección por ve- locidad de aproximación, damos el cuadro nº 2.

En el se dan las potencias  $H^{3/2}$ ,  $h^{3/2}$  y  $(H + h)^{3/2}$ , para valores de  $h$ ,  $h$  y  $H + h$ , de 0.03 a 0.90 mts.

Con las fórmulas anteriores y el cuadro nº 2, una vez elegido el tamaño de vertedero a instalar, con arreglo a las características del cuadro nº 1, dado en el epígrafe II.2.1. y caudales a medir, se confecciona el cuadro de caudales con las diversas alturas de vertido  $H$  ó  $H + h$ , según se tenga o no en cuenta la corrección de velocidad.

Vertedero rectangular sumergido:

$$Q = 1.824 \times L \times H^{3/2} \text{ en m}^3/\text{seg.}$$

Caso de trabajar en sumergencia se aplicará la corrección descrita



CUADRO N° 2

Potencias de  $H^{3/4}$ ,  $h^{3/2}$  y  $(H + h)$  para valores de 0 a 0.90 mts.

Valor de $H_1$ h 6 H + h	0'000	0'001	0'002	0'003	0'004	0'005	0'006	0'007	0'008	0'009
0'00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0'03	0'0052	0'0054	0'0057	0'0060	0'0063	0'0065	0'0068	0'0071	0'0074	0'0077
0'04	0'0080	0'0083	0'0086	0'0089	0'0092	0'0095	0'0098	0'0101	0'0105	0'0108
0'05	0'0112	0'0115	0'0118	0'0122	0'0125	0'0128	0'0131	0'0134	0'0137	0'0143
0'06	0'0146	0'0150	0'0154	0'0158	0'0162	0'0166	0'0169	0'0173	0'0177	0'0181
0'07	0'0185	0'0189	0'0193	0'0197	0'0201	0'0205	0'0209	0'0213	0'0217	0'0221
0'08	0'0226	0'0230	0'0234	0'0238	0'0242	0'0246	0'0250	0'0254	0'0258	0'0262
0'09	0'0270	0'0274	0'0278	0'0282	0'0286	0'0290	0'0294	0'0298	0'0302	0'0306
0'10	0'0316	0'0320	0'0325	0'0330	0'0335	0'0340	0'0345	0'0350	0'0355	0'0360
0'11	0'0365	0'0370	0'0375	0'0380	0'0385	0'0390	0'0395	0'0400	0'0405	0'0410
0'12	0'0415	0'0421	0'0426	0'0431	0'0437	0'0442	0'0448	0'0453	0'0458	0'0463
0'13	0'0469	0'0474	0'0480	0'0485	0'0490	0'0496	0'0502	0'0507	0'0513	0'0518
0'14	0'0524	0'0529	0'0535	0'0541	0'0546	0'0552	0'0558	0'0564	0'0569	0'0575
0'15	0'0581	0'0587	0'0593	0'0598	0'0604	0'0610	0'0616	0'0622	0'0628	0'0634
0'16	0'0640	0'0646	0'0652	0'0658	0'0664	0'0670	0'0676	0'0682	0'0688	0'0695
0'17	0'0701	0'0707	0'0713	0'0719	0'0725	0'0732	0'0738	0'0744	0'0750	0'0757
0'18	0'0764	0'0770	0'0776	0'0783	0'0789	0'0795	0'0801	0'0808	0'0815	0'0822
0'19	0'0828	0'0834	0'0841	0'0847	0'0854	0'0861	0'0868	0'0874	0'0881	0'0888
0'20	0'0894	0'0901	0'0907	0'0914	0'0921	0'0928	0'0935	0'0942	0'0947	0'0953
0'21	0'0962	0'0969	0'0976	0'0984	0'0991	0'0997	0'1004	0'1011	0'1016	0'1025
0'22	0'1032	0'1039	0'1046	0'1053	0'1060	0'1067	0'1074	0'1081	0'1088	0'1096

.../

	0'000	0'001	0'002	0'003	0'004	0'005	0'006	0'007	0'008	0'009
0'23	0'1103	0'1110	0'1117	0'1124	0'1132	0'1139	0'1146	0'1157	0'1161	0'1168
0'24	0'1176	0'1183	0'1190	0'1198	0'1205	0'1212	0'1220	0'1227	0'1234	0'1242
0'25	0'1250	0'1257	0'1264	0'1272	0'1280	0'1289	0'1295	0'1303	0'1310	0'1318
0'26	0'1325	0'1333	0'1341	0'1348	0'1356	0'1364	0'1372	0'1380	0'1387	0'1395
0'27	0'1403	0'1411	0'1419	0'1427	0'1435	0'1442	0'1450	0'1458	0'1466	0'1474
0'28	0'1482	0'1490	0'1498	0'1506	0'1514	0'1522	0'1530	0'1538	0'1546	0'1554
0'29	0'1562	0'1570	0'1578	0'1586	0'1594	0'1602	0'1610	0'1618	0'1626	0'1635
0'30	0'1643	0'1651	0'1659	0'1667	0'1675	0'1684	0'1693	0'1702	0'1710	0'1718
0'31	0'1726	0'1734	0'1742	0'1751	0'1760	0'1769	0'1776	0'1784	0'1793	0'1802
0'32	0'1810	0'1819	0'1828	0'1837	0'1845	0'1853	0'1861	0'1870	0'1878	0'1887
0'33	0'1896	0'1904	0'1913	0'1922	0'1930	0'1939	0'1948	0'1957	0'1965	0'1974
0'34	0'1983	0'1991	0'2000	0'2009	0'2018	0'2026	0'2035	0'2044	0'2053	0'2062
0'35	0'2071	0'2080	0'2088	0'2097	0'2106	0'2115	0'2124	0'2133	0'2142	0'2151
0'36	0'2160	0'2169	0'2178	0'2187	0'2196	0'2205	0'2214	0'2223	0'2232	0'2241
0'37	0'2251	0'2260	0'2269	0'2278	0'2287	0'2296	0'2305	0'2314	0'2323	0'2333
0'38	0'2342	0'2351	0'2360	0'2370	0'2380	0'2389	0'2399	0'2409	0'2417	0'2426
0'39	0'2436	0'2445	0'2454	0'2464	0'2473	0'2482	0'2491	0'2501	0'2510	0'2520
0'40	0'2530	0'2539	0'2549	0'2558	0'2568	0'2577	0'2587	0'2596	0'2606	0'2616
0'41	0'2625	0'2635	0'2645	0'2654	0'2664	0'2673	0'2683	0'2692	0'2702	0'2712
0'42	0'2722	0'2732	0'2742	0'2751	0'2761	0'2771	0'2781	0'2790	0'2800	0'2810
0'43	0'2820	0'2830	0'2840	0'2849	0'2859	0'2869	0'2879	0'2889	0'2899	0'2909
0'44	0'2919	0'2929	0'2939	0'2949	0'2959	0'2969	0'2979	0'2989	0'2999	0'3009
0'45	0'3019	0'3029	0'3039	0'3049	0'3059	0'3069	0'3079	0'3089	0'3099	0'3110
0'46	0'3120	0'3130	0'3140	0'3151	0'3161	0'3171	0'3181	0'3191	0'3201	0'3212

.../

	0'000	0'001	0'002	0'003	0'004	0'005	0'006	0'007	0'008	0'009
0'47	0'3222	0'3232	0'3243	0'3253	0'3263	0'3274	0'3284	0'3295	0'3305	0'3315
0'48	0'3326	0'3336	0'3347	0'3357	0'3367	0'3378	0'3388	0'3398	0'3409	0'3419
0'49	0'3430	0'3440	0'3451	0'3461	0'3472	0'3482	0'3493	0'3503	0'3514	0'3525
0'50	0'3536	0'3547	0'3557	0'3568	0'3578	0'3589	0'3599	0'3610	0'3620	0'3631
0'51	0'3642	0'3653	0'3663	0'3674	0'3685	0'3696	0'3707	0'3718	0'3728	0'3739
0'52	0'3750	0'3761	0'3771	0'3782	0'3793	0'3804	0'3815	0'3826	0'3837	0'3848
0'53	0'3858	0'3869	0'3880	0'3891	0'3901	0'3912	0'3923	0'3934	0'3945	0'3957
0'54	0'3968	0'3979	0'3990	0'4002	0'4013	0'4024	0'4035	0'4046	0'4057	0'4068
0'55	0'4079	0'4090	0'4102	0'4113	0'4124	0'4135	0'4146	0'4157	0'4168	0'4179
0'56	0'4191	0'4203	0'4214	0'4225	0'4236	0'4247	0'4258	0'4270	0'4281	0'4292
0'57	0'4303	0'4314	0'4325	0'4337	0'4348	0'4359	0'4371	0'4382	0'4394	0'4406
0'58	0'4417	0'4428	0'4439	0'4451	0'4462	0'4474	0'4485	0'4497	0'4508	0'4520
0'59	0'4532	0'4543	0'4555	0'4566	0'4578	0'4589	0'4601	0'4612	0'4624	0'4636
0'60	0'4648	0'4661	0'4672	0'4684	0'4695	0'4707	0'4719	0'4730	0'4742	0'4753
0'61	0'4764	0'4776	0'4787	0'4799	0'4810	0'4822	0'4834	0'4846	0'4858	0'4870
0'62	0'4882	0'4894	0'4903	0'4915	0'4927	0'4938	0'4950	0'4962	0'4974	0'4987
0'63	0'5000	0'5012	0'5024	0'5036	0'5048	0'5060	0'5072	0'5084	0'5096	0'5108
0'64	0'5120	0'5132	0'5144	0'5156	0'5168	0'5180	0'5192	0'5204	0'5216	0'5228
0'65	0'5240	0'5252	0'5264	0'5276	0'5288	0'5300	0'5312	0'5324	0'5336	0'5349
0'66	0'5362	0'5374	0'5386	0'5399	0'5411	0'5423	0'5434	0'5447	0'5459	0'5472
0'67	0'5485	0'5497	0'5509	0'5521	0'5533	0'5543	0'5557	0'5570	0'5582	0'5595
0'68	0'5607	0'5620	0'5632	0'5645	0'5658	0'5670	0'5683	0'5695	0'5707	0'5719
0'69	0'5732	0'5745	0'5758	0'5770	0'5783	0'5795	0'5808	0'5820	0'5832	0'5844

	0'000	0'001	0'002	0'003	0'004	0'005	0'006	0'007	0'008	0'009
0'70	0'5857	0'5869	0'5882	0'5894	0'5906	0'5919	0'5932	0'5944	0'5957	0'5970
0'71	0'5983	0'5995	0'6008	0'6021	0'6033	0'6046	0'6059	0'6072	0'6085	0'6097
0'72	0'6109	0'6121	0'6134	0'6146	0'6159	0'6171	0'6184	0'6197	0'6210	0'6224
0'73	0'6237	0'6250	0'6262	0'6275	0'6288	0'6301	0'6314	0'6327	0'6340	0'6353
0'74	0'6366	0'6378	0'6391	0'6402	0'6415	0'6428	0'6441	0'6454	0'6464	0'6482
0'75	0'6495	0'6508	0'6521	0'6534	0'6547	0'6560	0'6573	0'6586	0'6599	0'6612
0'76	0'6626	0'6639	0'6652	0'6665	0'6678	0'6691	0'6704	0'6717	0'6730	0'6744
0'77	0'6757	0'6770	0'6783	0'6796	0'6807	0'6820	0'6834	0'6848	0'6862	0'6876
0'78	0'6889	0'6902	0'6915	0'6929	0'6942	0'6955	0'6969	0'6982	0'6995	0'7008
0'79	0'7022	0'7035	0'7049	0'7062	0'7075	0'7089	0'7102	0'7115	0'7129	0'7142
0'80	0'7155	0'7169	0'7182	0'7196	0'7207	0'7220	0'7233	0'7247	0'7261	0'7276
0'81	0'7290	0'7304	0'7317	0'7331	0'7344	0'7358	0'7371	0'7385	0'7398	0'7412
0'82	0'7425	0'7439	0'7452	0'7466	0'7479	0'7493	0'7507	0'7521	0'7534	0'7548
0'83	0'7562	0'7578	0'7589	0'7603	0'7616	0'7630	0'7644	0'7657	0'7671	0'7685
0'84	0'7699	0'7713	0'7727	0'7740	0'7754	0'7767	0'7781	0'7795	0'7809	0'7823
0'85	0'7837	0'7851	0'7864	0'7878	0'7891	0'7905	0'7919	0'7933	0'7947	0'7961
0'86	0'7975	0'7989	0'8002	0'8016	0'8030	0'8044	0'8058	0'8072	0'8086	0'8101
0'87	0'8115	0'8129	0'8143	0'8157	0'8171	0'8185	0'8199	0'8213	0'8227	0'8241
0'88	0'8255	0'8269	0'8283	0'8297	0'8311	0'8325	0'8339	0'8353	0'8367	0'8382
0'89	0'8396	0'8410	0'8424	0'8438	0'8452	0'8466	0'8480	0'8494	0'8509	0'8524

en el apartado II.6.

$Q_1$  = caudal de sumergencia.

$Q_1 = Q (L - sa)^{0.385}$ , siendo  $S$  relación de sumergencia, cociente entre el tirante aguas abajo del vertedero y el tirante aguas arriba, con  $a = 1.50$ . Para referencia de cotas ver figura nº 11 del epígrafe II.2.2.

Vertedero standard Cipoletti:

La fórmula que se emplea es:

$$Q = 1.824 \times L \times H^{3/2} \times 1000 \text{ l/seg.}$$

$L$  en mts. y  $H$  en mts.

Para referencia de cotas ver figura nº 12 del epígrafe II.2.2.

Vertedero en V de 90º contraído:

La fórmula que se emplea es:

$$Q = 1.3314 \times H^{2.48} \times 1000 \text{ l/seg.}$$

$H$  en mts.

Para referencia de cotas ver figura nº 13 del epígrafe II.2.2.

Con las fórmulas anteriores, una vez elegido el tipo de vertedero a emplear, con valores de  $H$  y  $H + h$  del cuadro nº 2 para potencias  $3/2$  y valores de  $H$  para  $2.48$ , podemos confeccionar tablas o abacos que nos den el caudal  $Q$  que vierte en  $m^3/\text{seg.}$  o litros/seg. con la altura  $H$  ó  $H + h$  de vertido sin o con corrección de velocidad de aproximación.

### III.- MEDIDORES PARSHALL

Es el medidor Parshall, el que presenta mayor campo de aplicación en la medición de caudales en conducciones a cielo abierto y el que mejor se adapta a los diversos regímenes de variación que pueden presentarse. Asimismo, estos medidores permiten lograr pérdidas de cotas mínimas en la conducción y variaciones del mismo carácter en sus soleras, al poder funcionar en caída libre de la lámina de agua que vierte y con sumergencia.

Ahora bien, la elevación de la altura del nivel del agua en el punto de la conducción donde se instala un medidor de este tipo, en cauces de gran capacidad especialmente, unido a la permanencia de su instalación, plan-

tes problemas de disipación de energía, que influyen en su diseño y que podemos resumirlos como sigue:

- a) Condicionamiento de la solera de la conducción, para satisfacer las necesidades de elevaciones normales de la altura del agua.
- b) Determinar la caída necesaria del medidor en la estructura o — conducción donde se instala, para asegurar el flujo libre en el vertido de la lámina.
- c) Diseñar la estructura de la instalación del medidor con cuidado, para el exceso de energía que provoca su funcionamiento y así mismo para el exceso de energía adicional que puede concentrarse en la estructura.

Son numerosos los medidores Parshall construidos por el Bureau of Reclamation de E.U.A., no siguiendo exactamente las líneas de acción en sus — estructuras, que señalan los problemas antes mencionados. Las diferencias principales son: menores cambios en la estructura del medidor y eliminación de la corta elevación del pocillo por debajo del estrechamiento del mismo.

En flujo libre al menos, los cambios son de amplitud para no tener influencia en la descarga del medidor.

Las figuras de la Publicación del Centro de Estudios Hidrográficos, Medidores Parshall, que muestran estos medidores, presentan las modificaciones anteriores y por tanto para diferenciarlos de los Medidores Parshall convencionales, los denominaremos Medidores Parshall modificados.

El medidor Parshall es una adaptación del medidor Venturí, estando construido de forma tal que en condiciones de caída libre de la lámina de vertido sin sumergencia, el agua que discurre a través del medidor es forzada a — pasar dentro de la profundidad crítica en la estructura.

Lo anterior conduce a que para determinar la cantidad de agua que pasa a través del medidor, baste realizar una simple lectura de la profundidad del agua.

La solera en la parte estrecha del medidor tiene pendiente descendente que cambia el sentido al terminar ésta, provocando el resalto hidráulico que se produce en el pocillo aguas abajo del estrechamiento, para una amplia — gama de descargas.

El tamaño del medidor Parshall está caracterizado por el ancho de su estrechamiento.

### III.1.- Características del Medidor Parshall

El medidor Parshall ha tenido y tiene amplio campo de empleo, en los regadíos del Oeste de E.U.A., y de él se ha deducido que presenta muchas características apreciables y pocos de los inconvenientes que otros tipos de medidores o vertederos.

El medidor puede trabajar en flujo libre, con medida de una sola altura del agua o en flujo sumergido con dos lecturas de altura.

La contracción de sección del medidor, provoca en el agua que circula a través de ella, una elevación apreciable de la velocidad y naturalmente muy superior a la que lleva el agua en la conducción en el tramo anterior al punto donde se encuentra instalado. Por ello, cualquier arena o limo en suspensión es conducido al pocillo que posee el medidor en su parte estrecha o escotadura.

La velocidad de aproximación que es factor de difícil manejo en los otros tipos de vertederos, tiene pequeño o nulo efecto en el caudal de descarga del medidor, excepto en condiciones de trabajo inadecuadas.

Asimismo, el medidor debe ser instalado evitando la influencia de otras estructuras de control y dispositivos existentes en la conducción.

Damos en la figura nº 15, el detalle de un medidor Parshall con las dimensiones y medidas que generalmente definen sus condiciones de trabajo.

El medidor Parshall derivado de las conclusiones obtenidas de su empleo, presenta gran seguridad en sus medidas para fines del riego, máxime si permanece limpio de sedimentos. Con ello, sus medidas presentan mayor seguridad que otros tipos de vertederos, al permanecer todos los restantes factores iguales.

Las pérdidas de altura que provoca el medidor, aun en los límites que precisa para ser su flujo libre, son mucho más pequeñas que en otros vertederos, lo cual hace su uso posible en una amplia gama de condiciones.

No obstante lo anterior, el medidor Parshall presenta desventajas e inconvenientes como son los siguientes:

- El medidor no puede ser empleado con o combinado con compuerta de altura.
- Es más caro de construcción que otros medidores (vertederos u orificios sumergidos).
- Precisa mano de obra más especializada en su construcción.

Hemos indicado anteriormente que este tipo de medidor, puede trabajar en condiciones de flujo libre y flujo sumergido. Por ello, vamos a describir las fórmulas y condiciones de empleo, que rigen en ambos casos, para determinar el caudal que descarga a través del medidor.

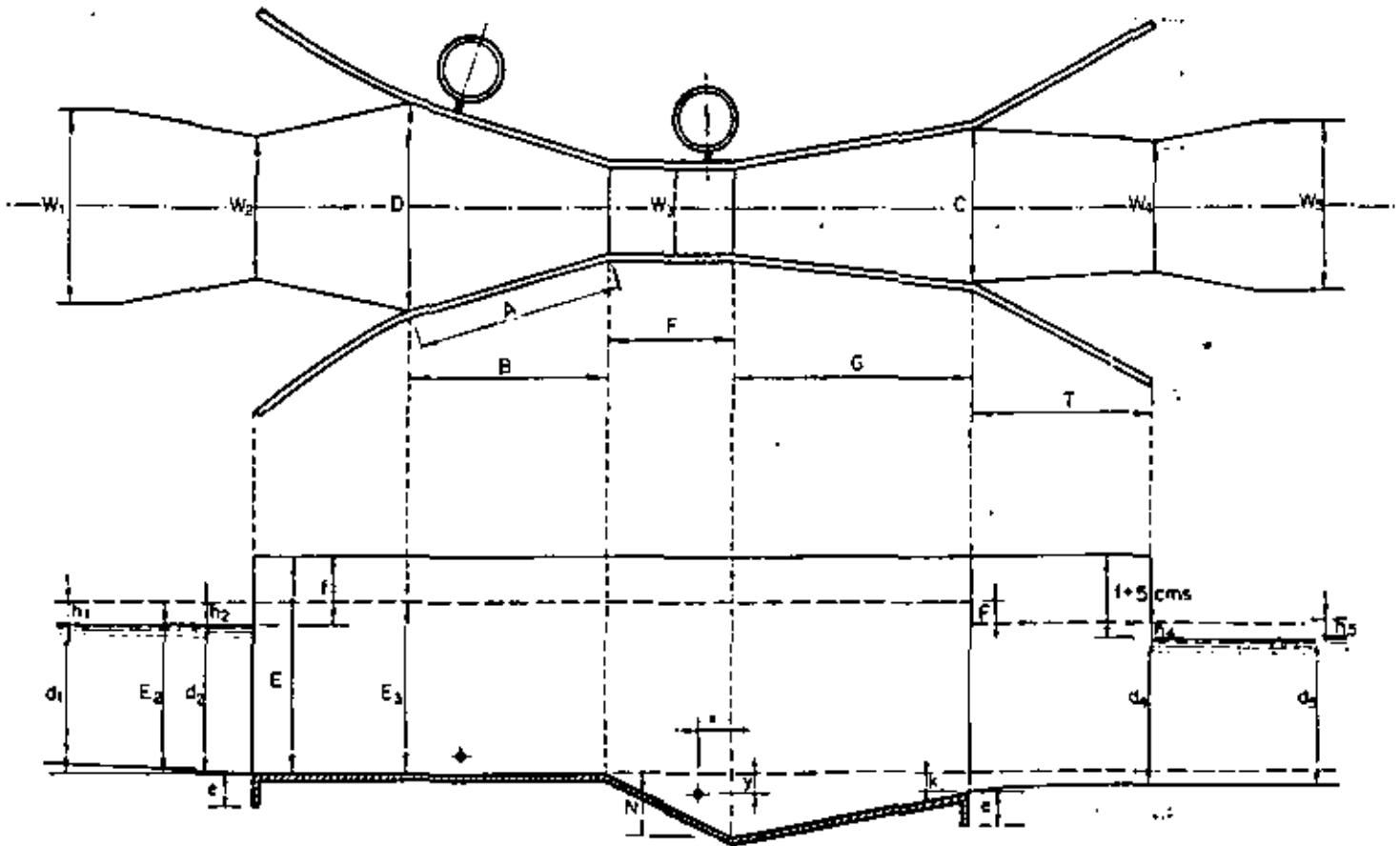


FIG. 15

El significado de las medidas que se señalan en la figura nº 15 es el siguiente:

A, B, C, D y E dimensiones del medidor.



- $d_1$  altura o tirante de agua en la sección del canal o acequia, antes de su entrada en el medidor, con ancho  $W_1$  de solera.
- $d_2$  altura o tirante de agua en el canal o acequia donde se instala el medidor con ancho  $W_2$  por contracción de sección trapecial a rectangular. Este punto puede tener pendientes en los taludes del canal de acuerdo de 1:1 ó  $\frac{1}{2}$ :1.

Estos tirantes de continuar la sección del canal o acequia aguas abajo del medidor sin variación, son similares en las secciones correspondientes  $W_4$  y  $W_5$  de salida. En caso contrario serían  $d_4$  y  $d_5$ .

$a$  dimensión de la aleta de anclaje.

$E_1, E_2$  alturas de energía en las secciones  $W_1$  y  $W_2$  del medidor con tirantes  $d_1$  y  $d_2$ , incrementando a estos valores  $h_1$  y  $h_2$  alturas de las velocidades en ellas  $\frac{V_1^2}{2g}$  y  $\frac{V_2^2}{2g}$

$E_3$  altura de energía antes de la entrada en la sección de  $W_3$  estrechamiento del medidor.

$W_1$  ancho de solera del canal de entrada.

$W_2$  ancho de solera en el acuerdo del canal de entrada con el medidor.

$W_3$  ancho de la sección de estrechamiento del medidor.

$W_4$  ancho de solera en el acuerdo del medidor con el canal de salida.

$W_5$  ancho de solera en el canal de salida.

$F$  caída de la línea de energía a su paso por el medidor.

$H$  altura de la pared de los pocillos.

$L$  longitud del pocillo o diámetro  $D$  caso de ser circular la sección.

$f$  resguardo de la pared del medidor a su entrada y  $f + 5$  cms. a su salida.

$G$  longitud del acuerdo de transición a la salida del medidor de valor  $W_4 + 3d_4 + 0.75$  mts. -  $W_3$  con  $d_4$  en mts., así como  $W_4$  y  $W_3$ .

$K$  desnivel o caída entre la solera del medidor a su entrada y el final del tramo  $G$  del medidor.

$x$  e  $y$  dimensiones que señalan la posición del tubo de entrada - al segundo pocillo medidor.

Cuadro n° 3

## DIMENSIONES Y CAPACIDADES DE LOS MEDIDORES PPSHALL SEGUN ANCHO W DE LA SECCION CONTRAIDA

ANCHO	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	Caudal (l/seg.)		
												Mínimo	Máximo	
Pequeños														
25,4 mm.	0,242 m.	0,356 m.	0,093 m.	0,167 m.	0,229 m.	0,076 m.	0,203 m.	0,019 m.	0,029 m.	0,008 m.	0,013 m.	0,283	5,663	
50,8 mm.	0,276 m.	0,406 m.	0,135 m.	0,214 m.	0,254 m.	0,114 m.	0,254 m.	0,022 m.	0,043 m.	0,016 m.	0,025 m.	0,566	14,158	
76,2 mm.	0,306 m.	0,457 m.	0,178 m.	0,259 m.	0,457 m.	0,152 m.	0,305 m.	0,025 m.	0,057 m.	0,025 m.	0,038 m.	0,849	28,317	
Intermedios														
0,152 m.	0,415 m.	0,610 m.	0,394 m.	0,397 m.	0,610 m.	0,305 m.	0,610 m.	0,076 m.	0,114 m.	0,051 m.	0,076 m.	1,416	110,44	
0,229 m.	0,588 m.	0,864 m.	0,381 m.	0,575 m.	0,762 m.	0,305 m.	0,457 m.	0,076 m.	0,114 m.	0,051 m.	0,076 m.	2,548	252,02	
0,305 m.	0,914 m.	1,343 m.	0,610 m.	0,845 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	3,115	455,90	
0,457 m.	0,965 m.	1,419 m.	0,762 m.	1,025 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	4,247	696,60	
0,610 m.	1,016 m.	1,495 m.	0,914 m.	1,206 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	11,893	937,29	
0,914 m.	1,118 m.	1,645 m.	1,219 m.	1,572 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	17,273	1427,2	
1,219 m.	1,219 m.	1,794 m.	1,524 m.	1,937 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	36,812	1922,7	
1,524 m.	1,321 m.	1,943 m.	1,829 m.	2,302 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	45,307	2423,9	
1,829 m.	1,422 m.	2,093 m.	2,134 m.	2,667 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	73,624	2930,8	
2,134 m.	1,524 m.	2,242 m.	2,438 m.	3,032 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	84,951	3437,7	
2,438 m.	1,626 m.	2,391 m.	2,743 m.	3,397 m.	0,914 m.	0,610 m.	0,914 m.	0,076 m.	0,229 m.	0,051 m.	0,076 m.	99,109	3950,2	
Grandes														
3,048 m.	1,829 m.	4,267 m.	3,658 m.	4,756 m.	1,219 m.	0,914 m.	1,829 m.	0,152 m.	0,343 m.	0,305 m.	0,229 m.	169,90	5663,4	
3,658 m.	2,032 m.	4,877 m.	4,470 m.	5,607 m.	1,524 m.	0,914 m.	2,438 m.	0,152 m.	0,343 m.	0,305 m.	0,229 m.	226,54	9910,9	
4,572 m.	2,337 m.	7,620 m.	5,588 m.	7,620 m.	1,829 m.	1,219 m.	3,048 m.	0,229 m.	0,457 m.	0,305 m.	0,229 m.	226,54	16990,2	
6,096 m.	2,845 m.	7,620 m.	7,315 m.	9,144 m.	2,134 m.	1,829 m.	3,658 m.	0,305 m.	0,686 m.	0,305 m.	0,229 m.	283,17	28317,0	

N desnivel del extremo final del estrechamiento respecto a la solera del medidor a su entrada.

La elección de un medidor Parshall adecuado a su empleo y normas para este fin, no se dan en esta publicación, al figurar en la editada por el Centro de Estudios Hidrográficos bajo el título MEDIDORES PARSHALL Y SU EMPLEO EN LAS CONDUCCIONES DE RIEGO, del que es autor el de este Manual.

Sólo a título informativo damos el cuadro nº 3, donde figuran clasificados según tamaño los medidores Parshall, con sus dimensiones según anchos de la sección estrecha  $W$  y capacidades de medida mínimas y máximas.

### III.2.- Descarga en flujo libre

Este tipo de descarga presenta la condición, de depender exclusivamente del ancho del medidor, longitud de la cresta o ancho de su sección contraída, y la profundidad o altura de agua  $H_a$  en la sección de convergencia. Por otro lado, el medidor Parshall puede trabajar en un grado relativo de sumergencia, sin reducción en el caudal unitario que pasa por él. Por lo tanto, una descarga en flujo libre se presenta sobre una amplia gama de condiciones de la corriente aguas abajo del estrechamiento.

La corriente que pasa por la sección estrecha del medidor, puede asumir dos estados diferentes.

- a) Moviéndose el agua a elevada velocidad en un corto espacio de la parte estrecha del medidor, de acuerdo con la profundidad del extremo final de la misma.
- b) Con elevaciones de la superficie del agua, aguas abajo del paso por la sección estrecha del medidor, debido a la ola que se forma próxima al extremo final aguas abajo de ella.

En el segundo de los estados anteriores es donde a partir de un límite de elevación hay una marcada reducción en la velocidad del agua, a medida que se aproxima en su paso por la sección estrecha al extremo final de ella.

Pues bien, este límite bordea las condiciones de sumergencia y se puede determinar observando las profundidades o alturas de agua en los dos pocillos medidores de que va provisto el Parshall, determinando su relación.

Si  $H_b$  es la lectura en el segundo pocillo, situado pasado el final del estrechamiento, los límites que señalan sumergencia son:

#### Quadro nº 4

$\frac{H_b}{H_a}$  = 0'6 ó menor, para Parshall de anchos 7'62 cms., 15'24 cms., 22'86 cms., señala flujo libre.

$\frac{H_b}{H_a}$  = 0'7 ó menor para Parshall de anchos 0'30 a 2'40 mts., señala flujo libre.

$\frac{H_b}{H_a}$  = 0'8 ó menor para anchos grandes, superiores a los anteriores, señala flujo libre.

#### III.2.1.- Fórmulas que rigen la descarga de medidores Parshall

El funcionamiento o descarga de un medidor Parshall puede realizarse, como hemos indicado anteriormente, en flujo libre o sumergido. La diferencia entre estos dos estados o condiciones de la corriente de agua a su paso por el medidor es la siguiente:

a) En flujo libre, la descarga o caudal que pasa a través del medidor, depende solamente de la longitud de la cresta (ancho del estrechamiento), y la profundidad o altura  $H_a$  de la lámina de agua en la sección de convergencia del medidor.

b) En sumergencia, la descarga o caudal que pasa a través del medidor, está influenciada o depende al lado de las condiciones expuestas en el apartado a), de la relación entre la profundidad o altura  $H_a$  de la lámina en la sección de convergencia y de  $H_b$  en la sección de estrechamiento.

El medidor Parshall puede funcionar dentro de un elevado grado de sumergencia, sin reducción en el caudal que pasa por él. Con ello, una descarga en flujo libre se obtiene sobre una amplia gama de condiciones de la corriente a espaldas del medidor.

La corriente que pasa a través de la sección estrecha puede suponerse en dos estados diferentes:

1ª.- Cuando el agua se mueve a una alta velocidad en un corto espacio, conforme se aproxima al extremo final de la sección estrecha.

2ª.- Cuando las elevaciones de la superficie del agua, a espaldas del medidor, donde se forman remolinos u ondas, se aproximan

o acercan al extremo final aguas arriba de la sección estrecha.

En este último estado, se producen reducciones apreciables en la velocidad, a medida que se alcanza el extremo final del medidor.

Este estado límite superior, justo bordeando las condiciones de flujo sumergido, se puede determinar observando la profundidad del agua  $H_a$  y  $H_b$  en los dos pocillos de que va provisto el medidor y determinando su relación  $\frac{H_b}{H_a}$ , siendo  $H_a$  altura en el primer pocillo y  $H_b$  en el segundo.

Estas relaciones límites, según anchos de la cresta o sección estrecha del medidor, dadas en el epigrafe anterior, son:

Anchos  $W$  de 7'62 cms., 15'24 cms. y 22'86 cms.  $\frac{H_b}{H_a} < 0'6$

Anchos  $W$  de 0'30 cms. a 2'40 mts.  $\frac{H_b}{H_a} < 0'7$

Anchos superiores a los anteriores  $\frac{H_b}{H_a} < 0'8$

Superando  $\frac{H_b}{H_a}$  los valores anteriores al medidor trabajan en sumergencia.

La fórmula fundamental de descarga en flujo libre a través de un medidor Parshall es:

$$Q = J \times H_a^n \quad (1)$$

- $Q$  descarga en  $m^3/\text{seg.}$
- $J$  coeficiente función del tamaño del medidor.
- $H_a$  altura en mts. de la corriente que pasa por el medidor observada en un punto aguas arriba de la cresta, a una distancia  $\frac{2}{3}$  de la sección de convergencia.
- $n$  exponente de la altura  $H_a$ .

Con las características de esta fórmula, damos las que rigen con su coeficiente para distintos medidores según el ancho de su contracción.

La calibración de estos medidores ha sido realizada por la Estación Experimental de Agricultura de Colorado, desarrollando las fórmulas si—

güentes:

Medidor de 7'62 cms. de ancho

Caudales que admite de 0'8 l/seg. a 30 l/seg.

Alturas  $H_a$  de 3 cms. a 30 cms.

$$Q = 0'992 \times (0'3048)^{1'453} H_a^{1'547} = 0'17665 \times H_a^{1'547}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg.

$H_a$  en mts.

Medidor de 15'24 cms. de ancho

Caudales que admite de 1'3 l/seg. a 83 l/seg.

Alturas de 3 cms. a 36 cms. para  $H_a$ .

$$Q = 2'06 \times (0'3048)^{1'42} H_a^{1'58} = 0'3812 \times H_a^{1'58}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg.

$H_a$  en mts.

Medidor de 22'86 cms. de ancho

Caudales que admite de 2'4 l/seg. a 168 l/seg.

Alturas de 3 cms. a 45 cms. para  $H_a$

$$Q = 3'07 (0'3048)^{1'47} H_a^{1'53} = 0'5353 \times H_a^{1'53}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg.

$H_a$  en mts.

Medidores Parshall de 0'30 a 2'40 mts. de ancho

La calibración realizada en estos medidores ha dado la fórmula

$$Q = 0'3713 \times W \times \left( \frac{H_a}{0'3048} \right)^{1'5698} (W)^{0'026}$$

Siendo J de la fórmula general (1) en esta fórmula,

$$J = \frac{0'3713 \times W}{0'3048^n} \quad \text{y n de la misma fórmula para J y } H_a$$

$$n = 1'5698 (W)^{0'026}$$

Q se da en m<sup>3</sup>/seg. y W, así como  $H_a$  en metros.

Medidores Parshall con ancho W superior a 2'40 mts.

La calibración realizada con estos medidores ha dado la fórmula

$$Q = (2'2926 \times W + 0'4737) H_a^{1'6}$$

Siendo J de la fórmula general (1)

$$J = (2'2926 W + 0'4737) \quad \text{y } n = 1'6$$

Q en m<sup>3</sup>/seg. y W, así como H<sub>a</sub> en metros.

La descarga en flujo libre obtenida por esta fórmula para un Parshall de 2'40 mts. de ancho, difiere menos del 1% de la descarga obtenida, empleando la fórmula general aplicable a pequeños medidores de este tipo.

Con estas fórmulas se puede estimar la descarga en flujo libre con error menor del 1%.

### III.2.2.- Fórmulas de descarga para medidores Parshall sumergidos

Hemos indicado anteriormente que cuando la relación  $\frac{H_b}{H_a}$  es mayor de 0'6 en medidores pequeños de 7'62 cms. a 22'86 cms., de 0'7 para medidores de 0'30 a 2'40 mts. y de 0'8 para medidores de 3 a 15 mts. de ancho en la sección estrecha, se trabaja con sumergencia, produciéndose reducción en la descarga computada por las fórmulas en flujo libre.

Esto ha conducido a ensayos, encaminados a determinar la corrección negativa que debe aplicarse a la descarga que proporcionan las fórmulas en flujo libre antes mencionadas

Los resultados de estos ensayos han sido los siguientes:

Medidores pequeños, con anchos W de 7'62 a 22'86 cms.

Se ha realizado el ensayo con un medidor Parshall de 15'24 cms., - obteniendo la fórmula

$$Q = 0'3812 H_a^{1'58} \left[ \frac{0'00515 \times H_a^{2'22}}{\left( \frac{H_a + 3'048}{10} - 0'3048K \right)^{1'44}} - \frac{H_a - 0'056}{87'944} \right] \quad (1)$$

Q en m<sup>3</sup>/seg.

H<sub>a</sub> en metros (Altura de la lámina de agua a su paso por el Parshall medida a los  $\frac{2}{3}$  de la longitud de la sección de convergencia a partir de su sección estrecha).

K relación  $\frac{H_b}{H_a}$  de sumergencia (H<sub>b</sub> altura de la lámina de agua en el punto donde termina la sección estrecha).

Gráfico A

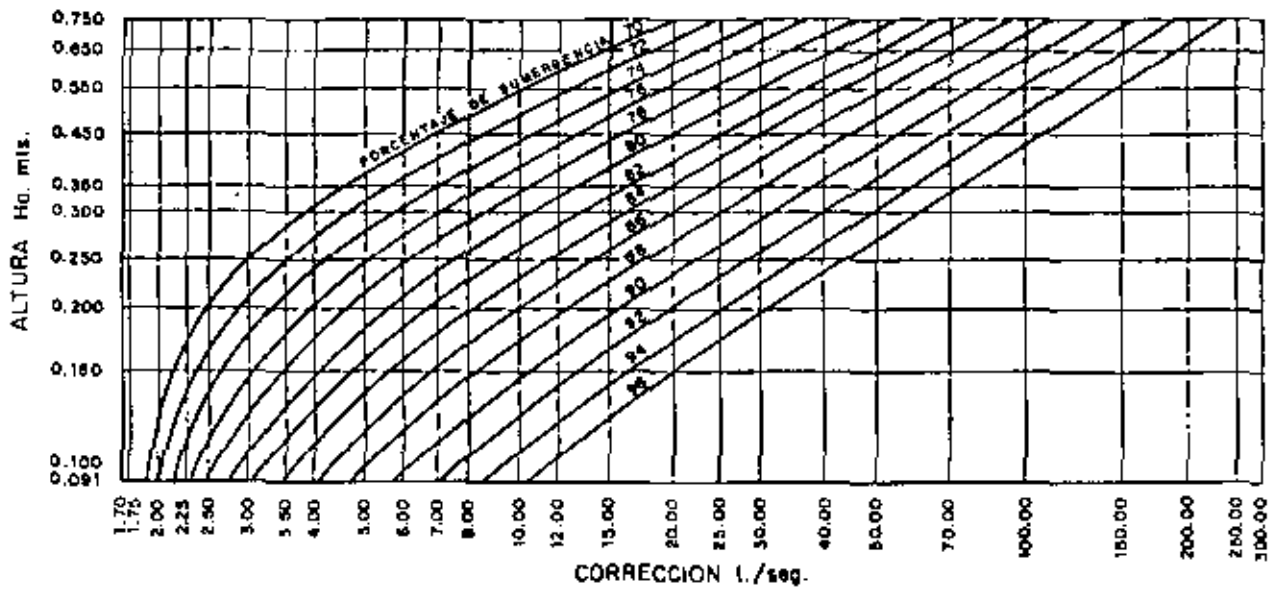


DIAGRAMA PARA COMPUTAR LA RELACION DE LAMINA SUMERGIDA EN l./seg. A TRAVES DE UN MEDIDOR PARSHAL DE 0.30 m.

Gráfico B

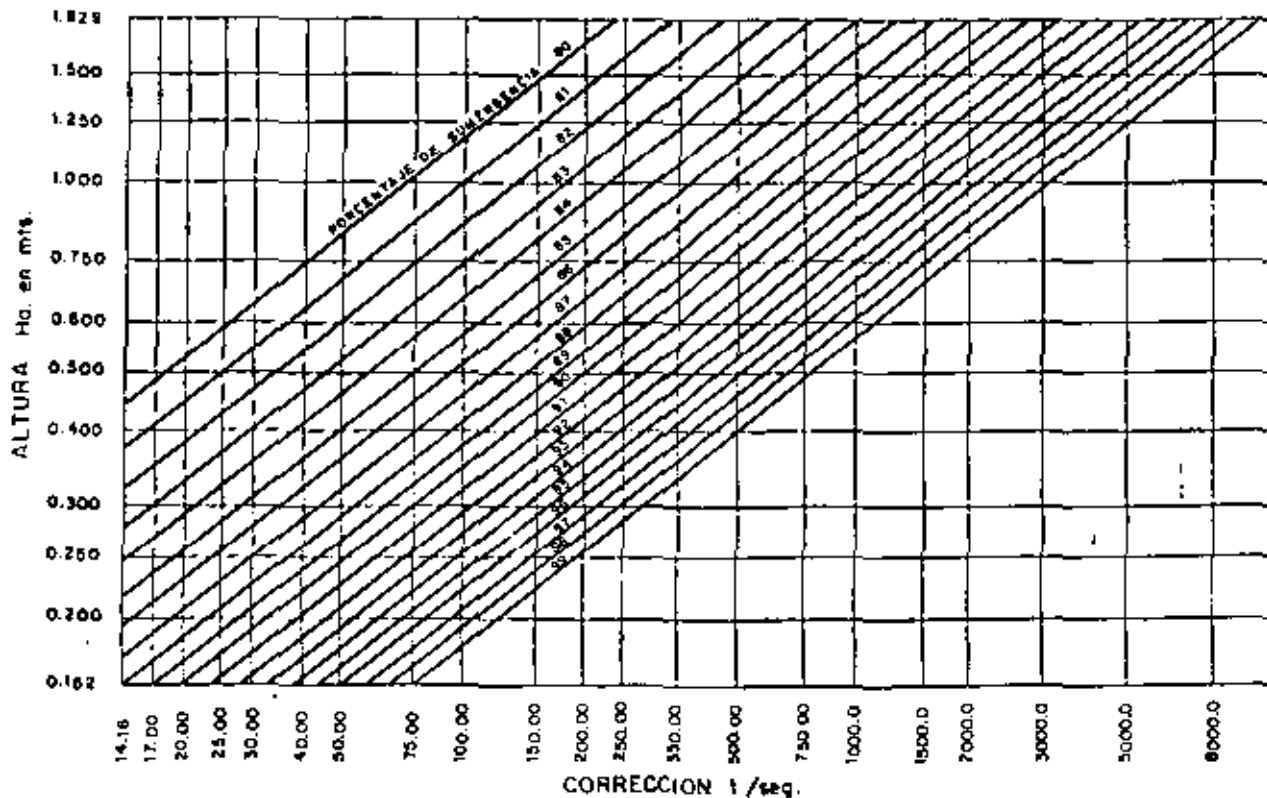


DIAGRAMA PARA COMPUTAR LA RELACION DE LAMINA SUMERGIDA EN l./seg. A TRVES DE UN MEDIDOR PARSHALL DE 3 m.



Medidores Parshall de 0'30 a 2'40 mts. de ancho en la sección estrecha

La fórmula para computar la descarga en estos medidores con unidades inglesas es:

$$Q = 0'3713 \times W \left( \frac{H_a}{0'3048} \right)^{1'5698} (W)^{0'026} \left[ 0'006935 \times K + \frac{H_a^{2'185}}{\left[ \left( \frac{1'8}{K} \right)^{1'8} - 2'45 \right] 4'57 - 3'14K} \right] \times W^{0'815}$$

Las fórmulas anteriores para medidores Parshall que trabajan en sumergencia según el ancho de su sección estrecha W. Para el caso de que se desee emplear las dadas en el epígrafe anterior para condiciones sin sumergencia y conocer el factor de corrección  $C_k$ , cuando la sumergencia se presente, el valor de este coeficiente corrector es:

$$C_k = - \left[ 0'006935 \times K + \frac{H_a^{2'185}}{\left[ \frac{1'8}{K} \right]^{1'8} - 2'45} 4'57 - 3'14K \right] \times W^{0'815}$$

Haremos constar que de esta fórmula, el valor del primer factor del producto es función de  $H_a$  y  $K$ , que son constantes para todos los anchos de 0'30 a 2'40 mts., variando sólo  $M = W^{0'815}$ .

Por tanto, obteniendo el primer factor para toda la gama anterior de anchos, su aplicación específica para cada uno es:

Ancho de 0'30	M = 1
" de 0'60	M = 1'8
" de 0'90	M = 2'4
" de 1'20	M = 3'1
" de 1'50	M = 3'7
" de 1'80	M = 4'3
" de 2'10	M = 4'9
" de 2'40	M = 5'4

Con el fin de facilitar la aplicación del coeficiente corrector, damos el gráfico A de la figura n° 16, que proporciona para un medidor Parshall de ancho  $W = 0'30$ , la corrección de caudal para distintos valores de  $H_a$  y relación  $K$  de sumergencia.

Estos valores si se aplican a medidores de distintos anchos de  $W = 0'30$  superiores, se multiplica por el factor corrector  $M$ , dado anteriormente.

El ensayo realizado en E.U.A. con un medidor Parshall de gran tamaño, ha proporcionado el criterio de que el factor de corrección de caudal seguía una fórmula constante para anchos superiores a 3 mts. función de  $H_a$  y  $K = \frac{H_b}{H_a}$ .

Por tanto, como la fórmula en descarga libre de estos medidores es

$$Q = (2'2926 W + 0'4737) H_a^{1'6}$$

Se ha tomado un medidor de 3 mts. de ancho que con arreglo a diversas alturas  $H_a$  de vertido, aplicando la fórmula anterior proporciona unas descargas en l/seg. que se dan en el gráfico B de la figura n° 16.

Los valores del gráfico mencionado si se quieren aplicar a medidores de ancho superior a 3 mts., se afectan por los coeficientes siguientes:

Ancho $W = 3$	mts.	$M = 1$
" $W = 3'60$	"	$M = 1'2$
" $W = 4'50$	"	$M = 1'5$
" $W = 6'00$	"	$M = 2'0$
" $W = 7'50$	"	$M = 2'5$
" $W = 9'00$	"	$M = 3'0$
" $W = 12'00$	"	$M = 4'0$

### III.3.- Medidores Parshall modificados

El medidor Parshall es uno de los diversos dispositivos de medida, en el que la operación de la que depende el caudal que circula por él, es la profundidad crítica de su sección estrecha.

En estos medidores la velocidad del agua en el canal por encima de la estructura del medidor, debe ser inferior a la correspondiente a la profundidad crítica en la sección donde se lee la altura  $H_a$ .

Quando los medidores se instalan en canales de tierra, se han es

Estudiado transiciones en sus secciones a las del medidor, para poderlas utilizar de forma sistemática. Una transición en tierra para conectar la sección del canal a la del medidor puede ser utilizada, usando la misma elevación de energía en ambas secciones. Para canales con revestimientos duros de su superficie, transiciones de hormigón pueden ser utilizadas.

La principal modificación realizada en un medidor Parshall convencional, es la eliminación de la pequeña elevación en el extremo de la sección estrecha, al final de su caída.

En el caso de medidores Parshall en caída libre, la modificación anterior no tendría efecto, pero en el caso de elevada sumergencia, la descarga puede ser diferente de la que se obtiene con las fórmulas de este trabajo y deberían ser comprobadas por medidor de corriente.

Otra modificación introducida en estos medidores, es la colocación de un pocillo amortiguador para el resalto hidráulico, donde es preciso. La modificación diseñada es adaptable a cualquier caída y la estructura puede ser función del servicio de medida y pendiente.

Como hemos indicado, la descarga del medidor se computa en base de la energía de elevación  $H_a$  y ancho  $W$  de la sección estrecha del medidor. La energía anterior debe ser aproximadamente la misma que esta energía en la sección del canal justo por encima de la estructura para descarga plena o total. Por causa de la convergencia en la sección donde va instalado el pocillo que proporciona la lectura  $H_a$ , la presión estática en este punto puede ser ligeramente superior a la del canal en este punto. Datos de ensayos realizados dan valores de 1 a 1'05 veces la presión teórica estática para el canal en este punto.

Esta corrección puede ignorarse, ya que la profundidad en el canal puede variar desde las computadas para la cifra anterior.

La lectura  $H_b$  debe ser estimada, suponiendo que el agua en el canal justo por debajo de la estructura tiene la misma energía de elevación. La sumergencia debe ser computada para descarga total y también para descargas parciales donde un contraste por debajo de la estructura puede hacer que el flujo en una extensión, no sea el que corresponde a flujo libre.

#### III.4. Selección del tamaño, colocación y construcción de un medidor Parshall.

El medidor Parshall, como cualquier otro sistema o estructura pa-

ra medir el agua, debe ser instalado adecuadamente y mantenido para dar los resultados más satisfactorios. El tamaño adecuado del medidor es de primordial importancia.

Normalmente dentro de unos límites de altura, una descarga determinada puede ser medida por cualquiera de los diversos tamaños de medidores. Ahora bien, bajo el punto de vista económico, en relación con su coste, sólo un determinado tamaño de medidor es el adecuado, dentro de unos límites de pérdida de altura.

En la mayoría de los casos el factor limitante para seleccionar el tamaño idóneo de medidor es la pérdida de altura.

Por el bureau of Reclamation de E.U.A., se han diseñado varios modelos de medidores, algunos de ellos se muestran en esta publicación. En la figura nº 17 se muestra un medidor Parshall, ensayado en canales en tierra con anchos de fondo 0'60, 0'90 y 1'20 mts. y pendientes normales para estas secciones sin revestir.

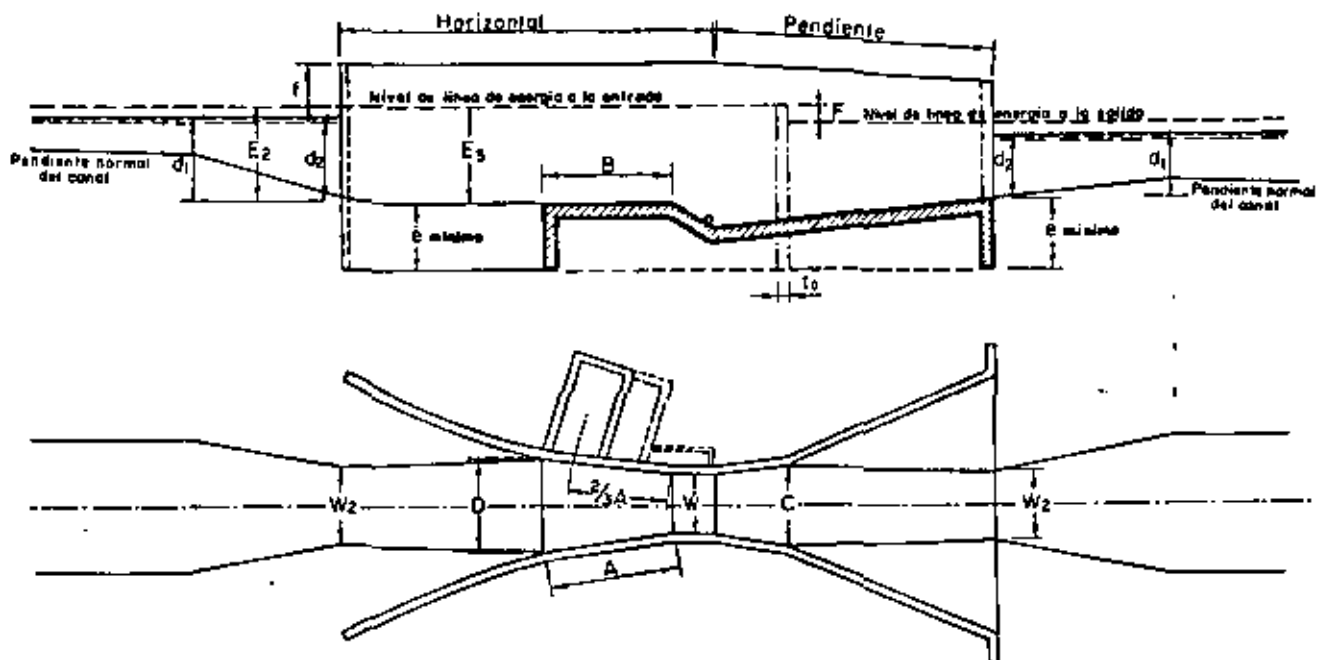


FIG. 17

En los ensayos fueron determinados, caudales de descarga y alturas de energía.

Las alturas de energía en los pocillos medidores A, fueron computadas para medidores Parshall del tipo descrito, con anchos de 0'30, 0'60 - 0'90 y 1'20 mts., que eran los anchos aconsejables para su instalación.

El resumen de lo expuesto en epígrafes anteriores conduce a la normativa para la elección de un medidor Parshall, acorde con el fin de su empleo y características del canal donde se instala, que damos a continuación.

Al operar con un medidor Parshall, con o sin sumergencia, es necesario determinar la elevación de la cresta en relación con la elevación o cotas del techo del canal.

Para este fin, dimos en la figura nº 15, un croquis del medidor con las cotas o medidas que lo caracterizan.

Como aclaración de lo anterior se muestra en la figura nº 18, el croquis de la sección longitudinal de un medidor Parshall, con la forma de la línea de agua a su paso por él. Asimismo, las cotas  $H_a$  y  $H_b$  de esta línea de agua que se miden en los pocillos del Parshall y X la altura del resalto o solera de la sección divergente del medidor en relación con la solera del canal o acequia aguas abajo donde se instala, L diferencia o descenso de la línea de agua, aguas abajo respecto a la de aguas arriba o pérdida que debe producirse para que no haya sumergencia y D tirante del canal o acequia aguas abajo.

Con ello, al elegir un medidor son datos importantes en su selección, W valor del ancho en la sección estrecha y altura de la solera de esta sección respecto a la solera del canal aguas abajo donde se desea instalar.

Para la elección de un medidor, examinando el cuadro nº 1 vemos que no sólo basta el caudal a medir, ya que esta medida puede realizarse con varios tipos de medidores, sino que la selección adecuada se basa en las premisas siguientes:

- 1º.- Debe elegirse el medidor más pequeño en relación con la economía de coste de ejecución.
- 2º.- Debe elegirse un grado de sumergencia que no sobrepase al límite marcado para precisar lectura en los dos pocillos. - Por ello, debe elegirse según tamaño W o ancho de la sec-

Fig. n° 18.— Sección de un medidor PARSHALL con sus cotas características.

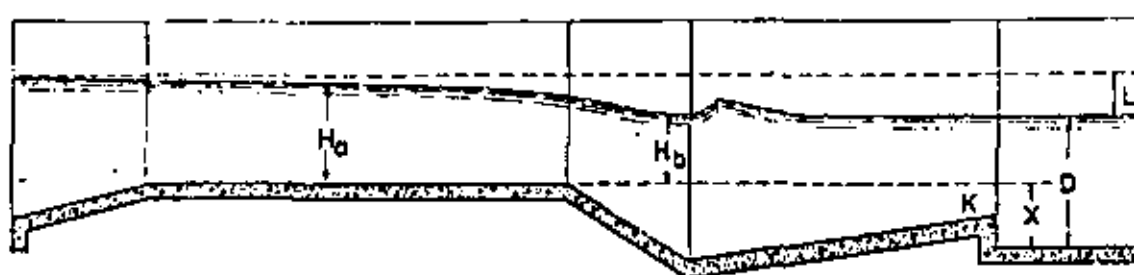
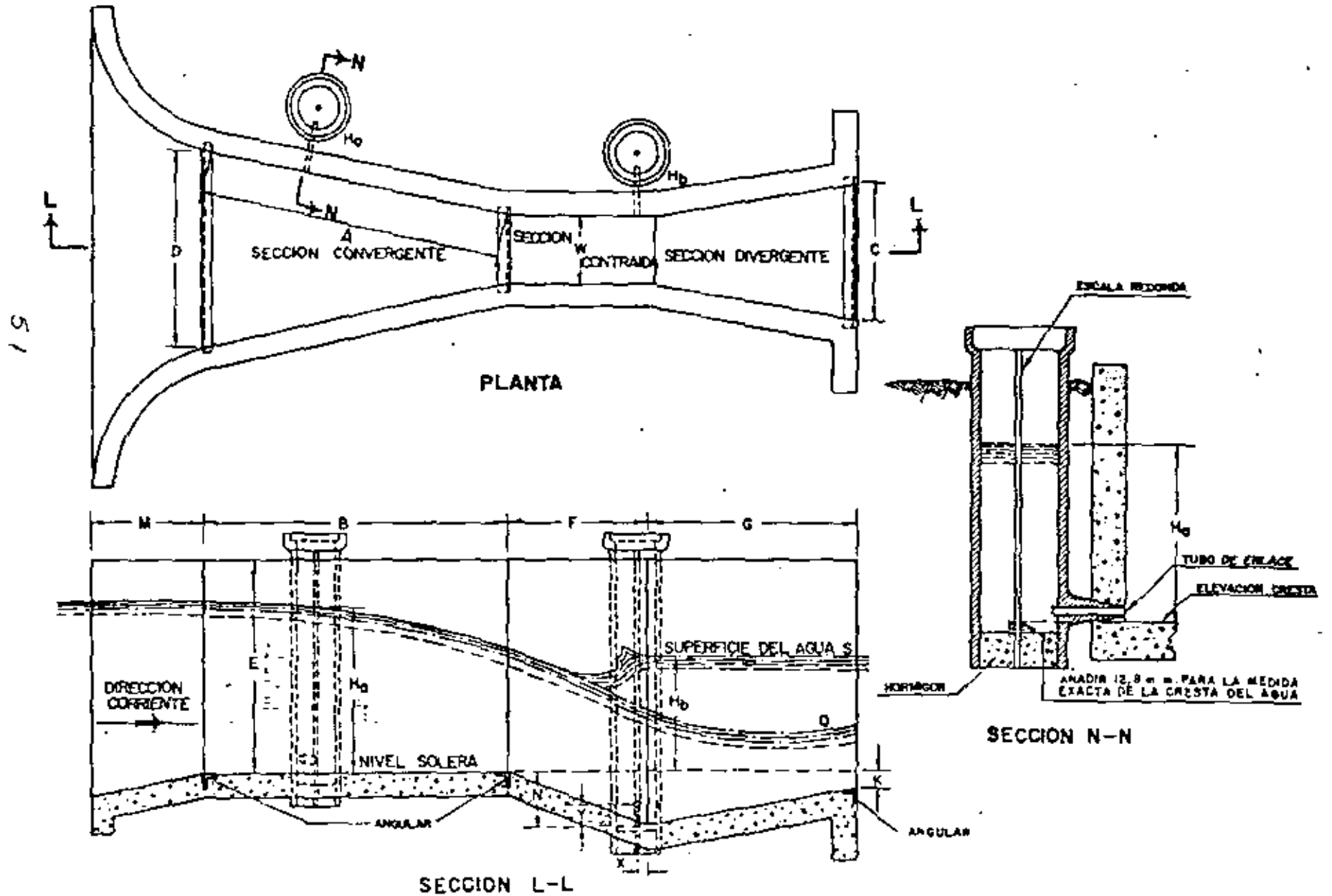


Figura nº 18

# MEDIDORES DE AGUA PARSHALL. (modelo para construir en hormigón)



ción estrecha del medidor un grado de sumergencia en %, cuyos valores se dieron en el cuadro n° 4, del epígrafe III.2. Descarga en flujo libre.

Con las premisas anteriores, la elección de un medidor Parshall, explicada con un ejemplo, es como sigue:

Medir un caudal de 0'546 m<sup>3</sup>/seg. en un canal de pendiente moderada a suave, siendo el tirante del canal 0'75 mts.

El caudal a medir según el cuadro n° 1, indica que debe ser medido con tipo intermedio, es decir con W mínimo de 0'30.

Elegimos un medidor de W = 1'20 que según el cuadro mencionado -- puede medir de un mínimo de 36'8 l/seg. a un máximo de 1922'7 l/seg., cubriendo en su valor medio el caudal a medir.

Este tipo de medidor tiene según el epígrafe III.2.1. Fórmulas que rigen la descarga de medidores Parshall, como fórmula para determinar su caudal, la siguiente:

$$Q = 0'3713 \times W \times \left[ \frac{H_a}{0'3048} \right]^{1'5698} (W)^{0'026}$$

En esta fórmula para Q = 0'546 m<sup>3</sup>/seg. y W = 1'20 mts.

H<sub>a</sub> es:

$$0'546 = 0'3713 \times 1'20 \times \left[ \frac{H_a}{0'3048} \right]^{1'5698} (1'20)^{0'026}$$

$$0'546 = 0'4456 \left[ \frac{H_a}{0'3048} \right]^{1'5772}$$

$$\frac{H_a}{0'3048} = \left[ \frac{0'546}{0'44556} \right]^{\frac{1}{1'5772}} = \left[ \frac{0'546}{0'44556} \right]^{0'6340} = 1'1375$$

$$H_a = 0'346 \text{ mts.}$$

Según el cuadro n° 4 del epígrafe III.2. para medidores de este ancho, el porcentaje de sumergencia para trabajar en descarga libre debe ser menor del 70% K = 0'7.

Por tanto,  $\frac{H_b}{H_a}$  es como máximo 0'7  $H_b = 0'7 \times H_a = 0'7 \times 0'346 =$



Figura nº 19

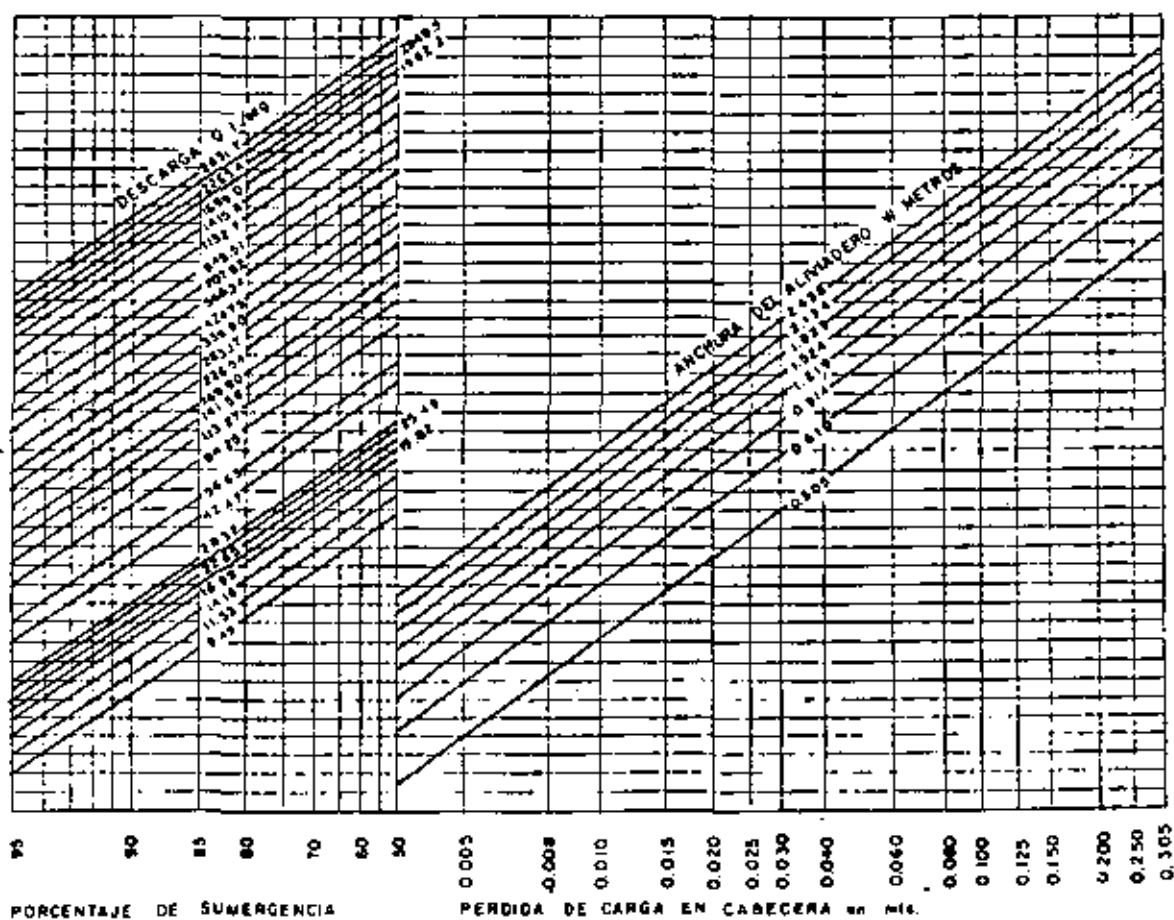
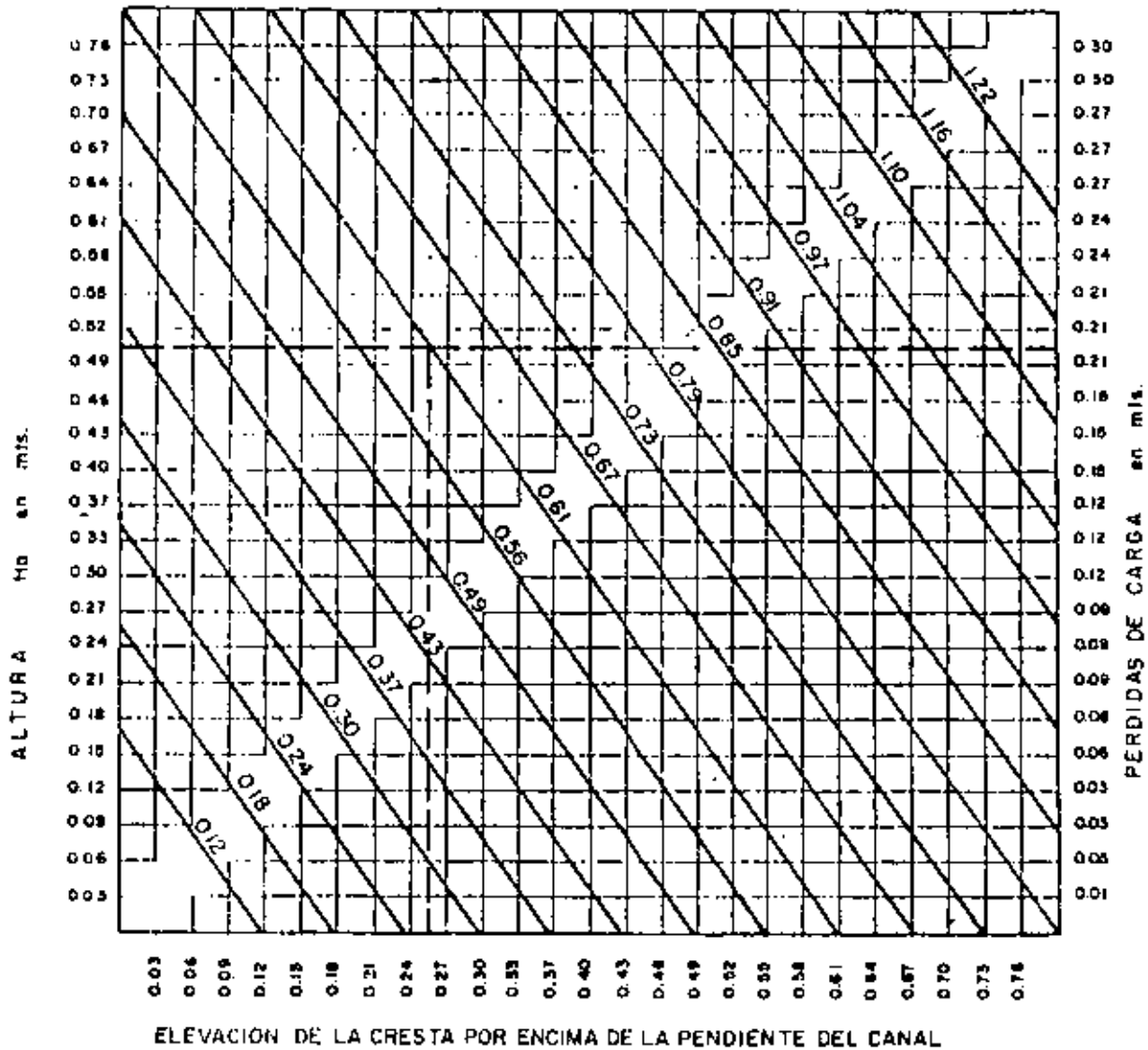


DIAGRAMA PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE CARGA A TRAVES DE MEDIDORES PARSHALL DE 0.30 A 2.40 m.

Fig. n° 20

LAS LINEAS DIAGONALES REPRESENTAN ALTURAS DE LA CORRIENTE EN EL CANAL



ABACO PARA ELECCION DE PARSHALL CON W DE  
0.30 a 2.40 m. CON VALOR MAXIMO DE SUMERGENCIA 70%.

= 0'2422 mts. y esta cota debe coincidir prácticamente con el nivel de la superficie del agua a la salida del medidor, en su acuerdo con el canal o acequia.

Como el tirante del canal es  $0'75 = D$ , figura nº 18, X diferencia de  $D$  con  $H_b$  es =  $0'75 - 0'2422 = 0'5078$  mts., ésta debe ser la elevación de la solera de la sección divergente del medidor, sobre el fondo del canal aguas abajo.

Teniendo ya elegido el medidor de  $W = 1'20$ , con altura de la cresta de la solera del medidor a su salida sobre la del canal  $0'5078$ , para determinar la pérdida de altura  $L$  ó diferencia de elevación del tirante aguas arriba del medidor y aguas abajo figura nº 18, tenemos el ábaco de la figura nº 19.

Este ábaco para un caudal de 546 l/seg. y porcentaje de sumergencia 70% con  $W = 1'20$  mts. da una pérdida  $L = 0'12$  mts.

El ábaco de la figura nº 20, ideado por Warren Gilbert, Ingeniero Agrícola del Servicio de Conservación de Suelos de E.U.A., es útil en la selección del medidor Parshall adecuado.

Las pérdidas de altura con este ábaco son superiores a las obtenidas con el método anterior y ábaco de la figura nº 19.

Su uso es como sigue:

Para el ejemplo anterior,  $H_a = 0'346$  mts. se lleva en la Escala izquierda de ordenadas. Por este punto se traza horizontal hasta su encuentro con la línea del tirante del canal  $0'75$ , interpolando por este punto vertical hasta su encuentro con el eje de abscisas, asimismo la horizontal se prolonga hasta su encuentro con el eje de ordenadas de la derecha.

El primer punto de intersección da para la elevación de la solera del medidor respecto a la del canal a la salida  $0'52$  mts. y pérdida  $L$  2º punto de intersección  $0'12$ .

### III.5.- Pocillos de amortiguación

En medidores de caudales pequeños, que normalmente operan en condiciones de sumergencia, pocillos amortiguadores deben instalarse a los lados de la estructura del medidor, para realizar las medidas de  $H_a$  y  $H_b$ , aguas arriba de su estrechamiento y en el estrechamiento, como se muestra en las figuras nº 15 y 17.

Estos pocillos pueden estar adosados y contruidos del mismo mate-

rial que el medidor, en los casos de ser éste de hormigón, o bien separados de él y contruidos de material distinto, en los medidores contruidos en madera o chapa, conectados con un tubito de pequeño diámetro.

En las mediciones de caudal con medidores Parshall, las alturas  $H_a$  y  $H_p$ , base del cálculo del caudal que circula, deben realizarse con todo cuidado. Lecturas que pueden realizarse en una escala unida a la cara anterior del pocillo, pero que en este caso sólo se obtienen lecturas aproximadas de  $H_a$  y  $H_p$ . Esto se evita uniendo los puntos de medición a los pocillos por intermedio de pequeños tubos, pudiendo estar alejados de la estructura del medidor y facilitar su lectura.

### III.6.- Modalidades o formas de medidores Parshall, transportables con su campo de aplicación

Es de tal amplitud y seguridad en sus medidas el medidor Parshall, que este instrumento de medida ha sido adoptado por el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de E.U.A., para en cooperación con la Estación Experimental de Agricultura del Estado de Colorado, diseñar diversos modelos transportables del mismo, como asimismo normas para su diseño y construcción con diversos materiales, acero y madera, así como hormigón.

Estos modelos se pueden desarmar e instalar con toda facilidad y así poder establecer una red de estos medidores, sin carácter fijo con bajo coste, para ensayos y experiencias que no precisan localización fija a lo largo del año, sino exclusivamente en la temporada de riego.

Estos medidores en base de madera y fibro-cemento, tienen un coste para anchos de 15 cms. en la sección estrecha, de 130 a 180 ptas. por unidad.

Su campo de aplicación abarca todos los programas que centran su fin en el estudio de la aplicación y distribución de volúmenes de agua de riego en los cultivos y comprobación de rendimientos en la aplicación del agua por diversos sistemas de riego. Asimismo, en aquellos que se dirigen a la determinación de perfiles de humedad en el terreno, durante el riego y en el transcurso del período vegetativo que media entre dos riegos consecutivos.

### IV.- ORIFICIOS SUMERGIDOS

Un orificio se define como abertura abierta o colocada en la pa-

red de un canal, acequia o depósito, que conduce o suministra agua, emplazada totalmente por debajo de la superficie de la corriente aguas arriba.

La pared donde va emplazado o colocado el orificio, puede tener cualquier posición angular respecto a la horizontal o vertical, cualquier forma y dimensiones. Asimismo, el agua que descarga el orificio puede hacerlo directamente al aire o dentro del agua y la corriente o chorro de descarga puede o no tener contracción.

Sin embargo, los orificios que normalmente se emplean en la medición del agua de riego, son circulares o rectangulares y colocados en un plano vertical normal a la dirección de la corriente.

En los comienzos del riego, cuando un orificio descargaba su caudal en el aire, se designaba como de salida o descarga libre.

Ultimamente, la práctica ha desarrollado el empleo de los orificios sumergidos, que son los que descargan su chorro en agua.

Ambos orificios de descarga libre o sumergida, pueden ser con contracción o sin ella.

Un orificio contraído es aquel que tiene su perímetro alejado del punto donde se rompe la superficie que limita el prisma de agua en el canal de aproximación u otras formas de chorro. Los filetes de agua del chorro, están totalmente contraídos en la salida del orificio a su paso por él.

Por el contrario, un orificio sin contracción es aquel en que el chorro tiene un perímetro que coincide totalmente con el del orificio. Es indudable que el orificio puede tener la contracción total o parcial, es decir en todo su perímetro o parte de él.

La contracción imperfecta o nula se produce cuando la abertura del orificio no tiene los bordes afilados, si la pared donde va instalado es excesivamente gruesa, así como en un tubo de descarga enlazado con una conducción, ya que en este caso es como si estuviera sumergido.

La contracción imperfecta puede producirse, colocando las superficies límites del prisma de agua del chorro muy próximas a las paredes del canal de aproximación. En estas condiciones los coeficientes correctores de la descarga que se aplican son distintos.

#### IV.1.- Empleo de los orificios sumergidos

En aquellos casos donde la caída o desnivel existente en el canal o acequia, permite el empleo de los vertederos para la medición del cau-

dal de agua que circula, con longitud de cresta admisible, deben emplearse - estos dispositivos. Asimismo, en aquellos casos donde el efecto de las malas hierbas por el costo que exige su limpieza o eliminación, es apreciable, ya que son los dispositivos de medida de menos coste.

Sin embargo, en multitud de casos la caída o desnivel admisible en el canal es muy pequeño para emplear vertederos, incluso los Parshall su mergidos, en este caso deben emplearse los orificios, asimismo cuando se — precisan anchos de vertederos excesivos.

En instalaciones de medida permanentes, los medidores Parshall son los más indicados. Por el contrario, si la permanencia del medidor no — es condición previa, los orificios sumergidos son los más adecuados.

El inconveniente de los orificios sumergidos es su obturación — por residuos en aguas no muy limpias, así como por depósitos de arena y limo aguas arriba del orificio que falsean las medidas.

#### IV.2.- Tipo de orificio a emplear

El tipo de orificio recomendado en laboratorios de Hidráulica, para medir el agua de riago es el vertical, de bordes afilados, con con- - tracción, rectangular y sumergido.

La razón de recomendar este orificio, es debido a que en este no mento es el que cuenta con mayor número de coeficientes correctores de des- - carga comprobados experimentalmente.

La instalación de un orificio de este tipo se muestra en la figu ra n<sup>o</sup> 21.

#### IV.3.- Condiciones que deben tener los orificios rectangulares sumergidos — para seguridad de las medidas

Los orificios standard rectangulares sumergidos, tienen sus cua- tro lados de chapa delgada, separados los bordes de los lados adyacentes, — fondo y plano superior del prisma de agua en el canal o acequia donde vierte. Esto con el fin de que los filetes de la corriente se depriman a su paso a — través del orificio.

Esta deflexión es aproximadamente la máxima que se obtendría con los lados del orificio a distancias infinitas de las paredes del canal o ace- quia desde los límites del prisma de agua.

Las condiciones esenciales para asegurar la contracción del cho-

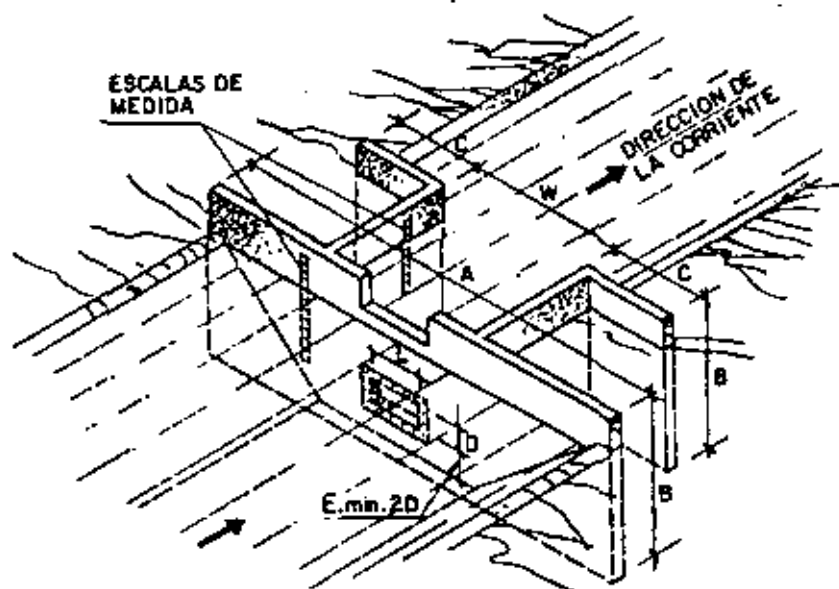


FIG. 21

ro y asegurar las medidas son:

1º.- Los bordes aguas arriba del orificio deben ser afilados y sin rugosidades, así como sus distancias a los lados y fondo del canal o acequia donde se instala, tanto aguas arriba como abajo el doble de la menor dimensión del orificio.

2º.- La cara de la pared aguas arriba del orificio debe ser vertical.

3º.- El borde superior e inferior del dispositivo del orificio deben estar a nivel.

4º.- Los lados deben estar verticales.

5º.- La altura de agua en el orificio es la diferencia de nivel entre las superficies del agua antes y después de la pared del orificio.

6º.- El área de la sección transversal del prisma del chorro, debe ser a una distancia de 6 a 9 mts. aguas arriba y abajo de su emplazamiento.

CUADRO Nº 5

Dimensiones de la estructura de los orificios rectangulares standard sumergidos, acordea con las dimensiones de ellos

Tamaño del orificio		Alto de la estructura E mts.	Ancho de la parte superior de la pared de entrada A mts.	Longitud E mts.	Ancho W mts.	Longitud del vuelo en la pared posterior C mts.
Altura D cms.	Largo L cms.					
7'5	30	1'20	3	0'90	0'75	0'60
7'5	60	1'20	3'60	0'90	1'05	0'60
15	30	1'90	3'60	1'05	0'75	0'90
15	45	1'50	4'20	1'05	0'90	0'90
15	60	1'50	4'20	1'05	1'05	0'90
22'5	40	1'80	4'20	1'05	0'90	0'90
22'5	60	1'80	4'60	1'05	1'05	0'90



to 1/6 de las secciones en estos puntos del canal o acequia.

7º.- Se debe realizar la corrección debida a la velocidad de -- aproximación cuando se produzcan errores en la medida al despreciar la altura debida a ella.

#### IV.4.- Dimensiones de los orificios standard sumergidos

En estos orificios es norma, que su altura sea apreciablemente de menor magnitud que su longitud.

Esto es aconsejable porque normalmente la relación de profundidad o tirante de agua al ancho en los canales o acequias de riego es muy pequeña.

En la figura nº 21, se muestran las cotas para los dispositivos -- que llevan emplazados los orificios y las de éstos. Estas cotas acordes con -- las dimensiones del orificio se dan en el cuadro nº 5, figura nº 22, sirviendo para su construcción en madera u hormigón.

Cuando es posible un orificio de 900 cm<sup>2</sup>, ya que esta unidad facilita el cómputo de la descarga se debe elegir proporcionado caudales de -- descarga de 0'0135 m<sup>3</sup>/seg. a 0'0945 m<sup>3</sup>/seg. con alturas del agua entre salida y entrada de 0'003 mts. a 0'15 mts. No obstante, el tamaño del orificio -- seleccionado debe ser determinado por la cantidad de agua a medir y caída o desnivel entre la superficie del agua a la entrada y salida del emplazamiento del orificio.

#### IV.5.- Fórmulas que se usan en el cómputo de descarga en orificios standard sumergidos

La fórmula para computar la descarga en un orificio standard sumergido de sección rectangular, despreciando la velocidad de aproximación es:

$$Q = 0'61 \times A \sqrt{2g} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

siendo

A sección del orificio en m<sup>2</sup> y

H desnivel en mts. Medido este desnivel con las escalas que se muestran en la figura nº 21.

En el caso de tener en cuenta la velocidad de aproximación, la -- fórmula es:

$$Q' = 0'61 A \sqrt{2g (H + h)}$$

siendo h la altura de la velocidad de aproximación en metros.

#### IV.6.- Velocidad de aproximación en las medidas con orificios sumergidos

Todo orificio sumergido, siempre que su construcción sea realizable, debe ser instalado y conservado de forma que su velocidad de aproximación sea despreciable. Ahora bien, en la mayoría de los casos, esta norma es impracticable, siendo necesarias las correcciones.

Indicaremos como norma a tener en cuenta con este tipo de medidores, que velocidades moderadas despreciadas con alturas o desniveles en el orificio pequeñas, producen grandes errores en la medida, por el contrario — velocidades de aproximación elevadas, cuando se desprecian, con alturas o — desniveles en el orificio altos, producen pequeños errores.

La velocidad de aproximación se computa con la fórmula

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

siendo

Q el caudal de descarga en  $m^3/\text{seg.}$  y

A la sección del canal o acequia de aproximación al orificio en  $m^2$ .

V se da en  $m/\text{seg.}$

La descarga o caudal aproximado que proporciona el orificio se puede obtener con el empleo de la fórmula dada en el epígrafe o apartado anterior,

$$Q = 0.61 A \sqrt{2gH} \quad (1)$$

Esto en la mayoría de los casos permite determinar con el área del canal o acequia en que se encuentra instalado el orificio, la velocidad V de aproximación con bastante seguridad.

En casos especiales, por sucesivas aproximaciones se puede determinar V, para cualquier grado de seguridad deseado.

La altura de velocidad h que es  $h = \frac{V^2}{2g}$ , que debe ser añadida al desnivel H entre las superficies del agua antes y detrás del orificio y aplicar la fórmula

$$Q' = 0.61 A \sqrt{2g(H+h)} \quad (2), \text{ para determinar el caudal.}$$

Con estas dos fórmulas, no teniendo o teniendo en cuenta la velocidad de aproximación, se pueden confeccionar tablas o cuadros que según valor de H ó H + h, y sección del orificio, nos proporcionen el caudal de des—

carga.

#### IV.7.- Correcciones para los casos de suprimir contracción en los orificios sumergidos

Los coeficiente correctores de la descarga en orificios sumergidos, cuando la contracción total del chorro no se produce, no están bien conocidos y experimentados. Por ello, siempre que sea posible, deben emplearse con esta condición.

Ahora bien, en ocasiones para evitar acumulación de residuos o depósitos de lodo o limo aguas arriba del orificio y próximos a él, no se instalan respetando la distancia mínima  $2D$ , siendo  $D$  el ancho del orificio, que debe distar el lado inferior del orificio al fondo del canal o acequia, sino que coincide con él. De esta forma, la contracción de este lado del orificio queda suprimida. Asimismo, suprimen la contracción de los lados del orificio por razones similares.

En estos casos la fórmula que se emplea para computar la descarga es:

$$Q_1 = 0.61 (1 + 0.15 h_1) A \sqrt{2gH} \quad (3)$$

En esta fórmula  $Q$ ,  $A$  y  $H$  tienen la misma designación que en las fórmulas anteriores.

Sólo  $h_1$  es la relación del perímetro del orificio sin contracción por haberse suprimido al perímetro total.

La fórmula anterior es despreciando la velocidad de aproximación. En el caso de no despreciarla, la fórmula es:

$$Q'_1 = 0.61 (1 + 0.15 h_1) A \sqrt{2g(H + h)} \quad (4)$$

Comparando las fórmulas (1) y (3), así como (2) y (4) dadas anteriormente, tenemos la relación

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{Q'_1}{Q'} = (1 + 0.15 h_1) = C$$

Coficiente que aplicado a los caudales  $Q$  ó  $Q'$  con contracción, nos dan los reales  $Q_1$  y  $Q'_1$

Para facilitar la aplicación de estas correcciones, damos el cuadro n° 6, figura n° 23, que proporciona según tamaño de orificio, el valor de  $C$  anterior, según esté suprimida la contracción del fondo, o bien del fondo y

CUADRO N° 6

Tabla 30

Coefficiente de descarga  $C = (1 + 0.15 h_1)$  para aplicar con sumergencia a la fórmula  $Q = 0.61 A \sqrt{2gH}$ , siendo  $h_1$  relación de la parte del perímetro al que se suprime la contracción al total del orificio

Tamaño del orificio de forma rectangular			Supresión de la contracción de fondo		Supresión de la contracción de fondo y lado	
Altura del orificio en mts.	Ancho del orificio L en mts.	A sección en m <sup>2</sup> .	$h_1$	$C = (1 + 0.15 h_1)$	$h_1$	$C = (1 + 0.15 h_1)$
0'075	0'30	0'0225	0'40	1'06	0'60	1'09
0'075	0'60	0'0450	0'44	1'07	0'56	1'08
0'075	0'90	0'0675	0'46	1'07	0'54	1'08
0'15	0'30	0'0450	0'33	1'05	0'67	1'10
0'15	0'45	0'0675	0'37	1'06	0'63	1'09
0'15	0'60	0'0900	0'40	1'06	0'60	1'09
0'15	0'75	0'1125	0'42	1'06	0'98	1'09
0'15	0'90	0'1350	0'43	1'06	0'57	1'09
0'225	0'40	0'0900	0'32	1'05	0'68	1'10
0'225	0'50	0'1125	0'34	1'05	0'66	1'10
0'225	0'60	0'1350	0'36	1'05	0'64	1'10
0'225	0'70	0'1575	0'38	1'06	0'62	1'09
0'225	0'80	0'1800	0'39	1'06	0'61	1'09

Este Cuadro sólo sirve para orificios cuya sección no exceda a 0'16 m<sup>2</sup>. En el caso de ser superior, el coeficiente C corrector de la fórmula con contracción total  $C' \times A \sqrt{2gH}$ , es  $C = 0.70$ , cuando se suprime la contracción del fondo.

lados del orificio, computado por  $C = (1 + 0.15 h_1)$ , siendo  $h_1$  como hemos indicado anteriormente, relación del perímetro sin contracción al total del orificio.

#### IV.8.- Construcción y colocación de orificios sumergidos

Las cajas o estructuras donde se instalan orificios sumergidos, deben ser construídos de madera u hormigón.

Esta estructura o caja, como se muestra en la figura n° 21 del epígrafe IV.2, debe ser lo suficientemente larga para extenderse aguas abajo en bastante longitud del punto donde tienen instalado el orificio, antes de entrar el agua en el canal o acequia que recibe el caudal que vierte, así como bien alineada con las paredes del orificio.

El piso o solera del cajón o estructura en esta longitud, debe estar por debajo de la pendiente del canal o acequia constituyendo un depósito o pocillo de amortiguación y separación de la solera, así como la separación de lados del canal o acequia del orificio, debe ser como mínimo dos veces la menor dimensión del orificio. Una trampilla de cierre rápido por flotación, puede instalarse en la parte más baja del extremo final de la estructura del orificio, para asegurar la sumergencia, aunque en este caso debe tener la estructura longitudinal suficiente aguas abajo de la pared donde va instalado el orificio, para impedir perturbaciones en el agua a la salida de él.

El orificio debe estar totalmente vertical y la pared donde va instalado, provista de escotadura, como muestra la figura n° 21 del epígrafe IV.2 en su parte superior, para prevenir el caso de que dificultades en el funcionamiento eviten que el nivel del agua aguas arriba, alcance la altura máxima de la estructura.

Las paredes deben estar protegidas contra la erosión, así como poseer aletas en la estructura, que impiden la erosión del canal o acequia por el agua a la entrada y salida de ella.

Las dimensiones de estas estructuras se han dado según tamaño del orificio en el cuadro n° 5, figura n° 22.

#### IV.9.- Orificios comerciales de sumergencia ajustable

En el mercado hay estructuras con orificio de sección regulable, equipadas con pocillos amortiguadores y escalas de medida, construídas en ma

dera o chapa para su instalación en canales o acequias en tierra, con fácil desplazamiento.

Curvas con la calibración de estos medidores son facilitadas por el constructor e instrucciones para su instalación.

Teniendo en cuenta que el coeficiente de descarga varía en forma apreciable, las curvas de aplicación deben ser obtenidas y computadas en base de determinaciones de caudal en el área o superficie donde se instalará el medidor.

#### IV.10.- Orificios sumergidos, de altura o desnivel constante entre la superficie del agua a la entrada y salida

La figura n° 24 muestra un medidor de orificio sumergido de altura  $H$  constante, desarrollado por el Bureau of Reclamation de E.U.A., que sustituye al de uso común de gatera con compuerta.

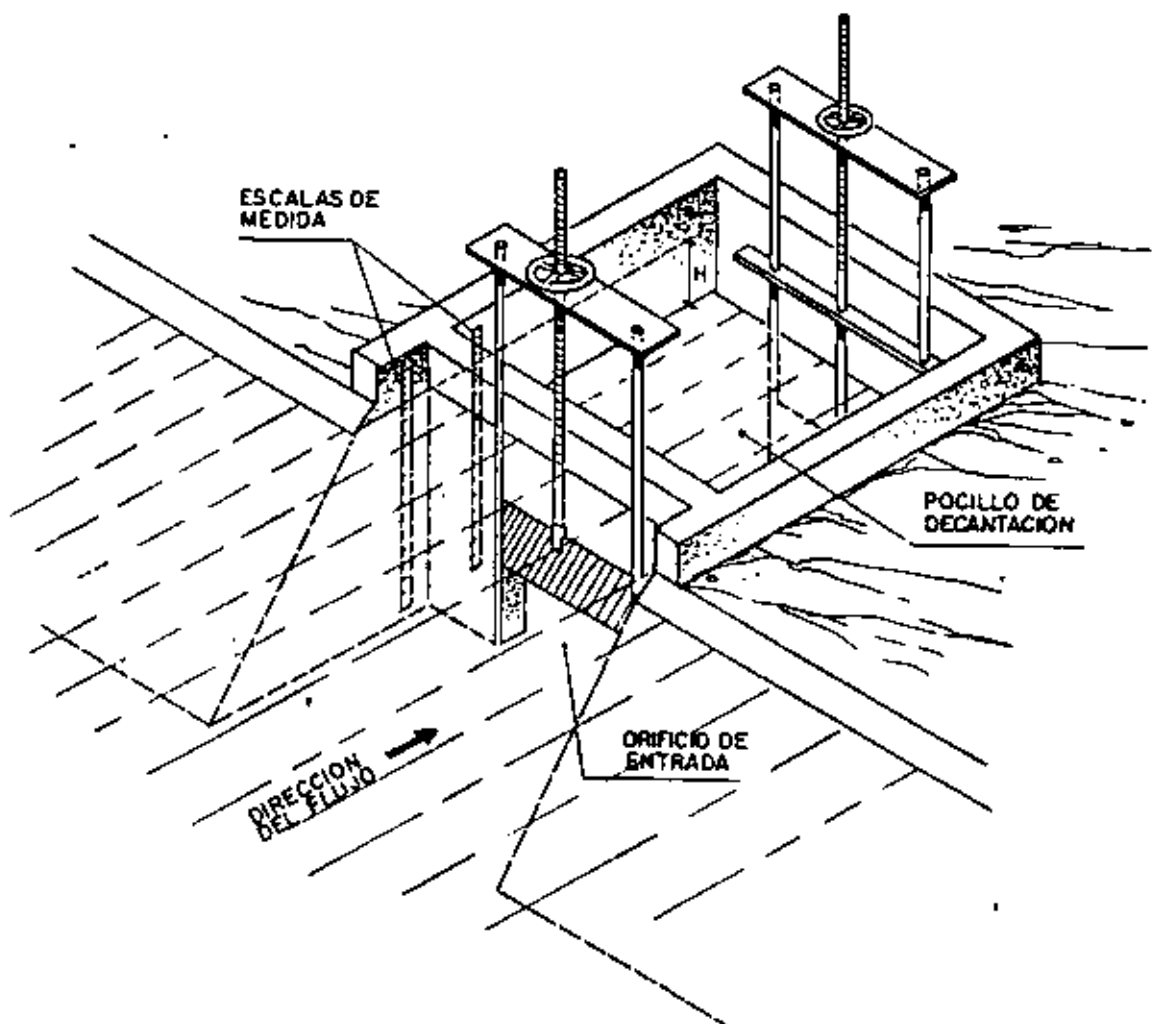


FIG. 24

En este medidor ha sido base de su diseño, evitar los excesivos ajustes y desplazamientos que los vertederos de compuertas exigen en un campo de riego.

La estructura común de estos medidores la muestra la figura mencionada y consiste en un pocillo amortiguador y dos compuertas, una para accionar el orificio del medidor y la otra en la salida al cauce de evacuación instaladas por tanto, aguas arriba y abajo del pocillo.

Las medidas de los orificios son de 60 por 45 cms. y de 75 por 60 cms., respectivamente y el orificio diseñado para trabajar a 6 cms. de altura efectiva, lo cual se obtiene accionando la compuerta situada a la salida del pocillo, una vez que se ha abierto la compuerta del orificio.

Para computar la descarga en este medidor, cuando se conoce el coeficiente corrector de descarga, se emplea la fórmula

$$Q = CA \sqrt{2gH}$$

Q descarga en m<sup>3</sup>/seg.

A sección en m<sup>2</sup>

g aceleración gravedad en m<sup>2</sup>/seg. 9'81

H diferencia de altura en el orificio normalmente 0'06 mts.

Según ensayos realizados en E.U.A. con este medidor C oscila de 0'685 ó 0'713 para las dimensiones dadas anteriormente.

#### V.- ORIFICIOS DE DESCARGA LIBRE. TUBOS DE SUMINISTRO LATERAL, SIFONCILLOS Y CANALES WSC TIPO VENTURI. MEDIDORES DE RESALTO

Después de los dispositivos o instrumentos para la medición del agua de riego descritos en los capítulos anteriores, que aún comprendiendo en vertederos aquellos de empleo en pequeñas redes de distribución en el interior de la Unidad de Explotación, se instalan en su mayoría en las redes de distribución de mayor magnitud o capacidad de distribución, sirviendo a varias Unidades de Explotación o perímetros de mayor superficie, vamos a describir los de empleo casi exclusivo en el trabajo propio del riego.

Estos instrumentos, en ocasiones son complemento indispensable en el suministro regular y uniforme del agua en una gran mayoría de riegos de superficie y base de su diseño. Asimismo, siempre son elementos o instrumentos de medida del agua que se entrega en la unidad parcelaria de riego, -

así como en los caballones o surcos en los sistemas de riego de superficie - con esta modalidad.

Su designación es la siguiente:

- a) Orificios de descarga libre.
- b) Tubos de suministro lateral.
- c) Sifoncillos.
- d) Canales pequeños WSC, tipo Venturi.
- e) Medidores de resalto por altura crítica.

Por este orden se van a describir.

#### V.1.- Orificios de descarga libre

Son numerosos los casos de tomas de riego que derivan de tuberías de baja presión, así como de tubos de suministro lateral, como se muestran en las figuras nº 25, 26, 27 y 28, que la descarga del agua se realiza por orificios de salida libre.

En estos orificios la descarga o caudal unitario que suministran, se computa por la fórmula dada en orificios sumergidos

$$Q = CA \sqrt{2gH}$$

siendo

A la sección del orificio en m<sup>2</sup>.

H el desnivel entre la superficie del agua antes de la entrada del orificio y el eje de su sección en mts. Figuras nº 25, 26, 27 y 28.

g aceleración de la gravedad 9'81 m/seg.<sup>2</sup>

C coeficiente de contracción del orificio que varía con su diámetro.

Q caudal de descarga en m<sup>3</sup>/seg.

Los coeficientes C de descarga normales, con arreglo a diámetros de orificio de uso común son:

Diámetro orificio cms.	C = Coeficiente
2	0'57
2'5	0'58
3'5	0'61



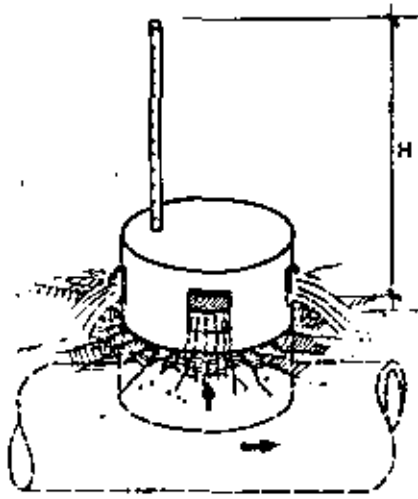


FIG. 25

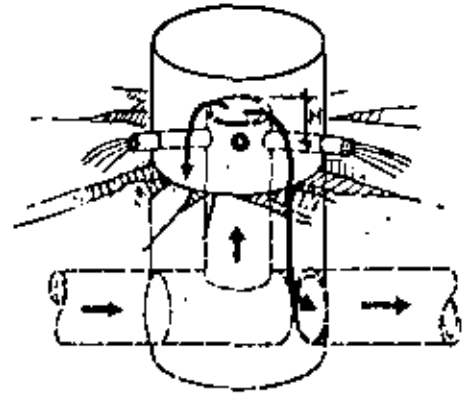


FIG. 26

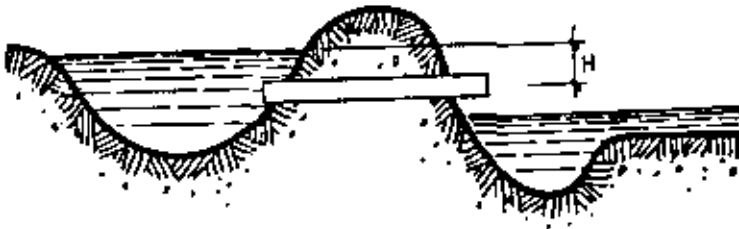


FIG. 27

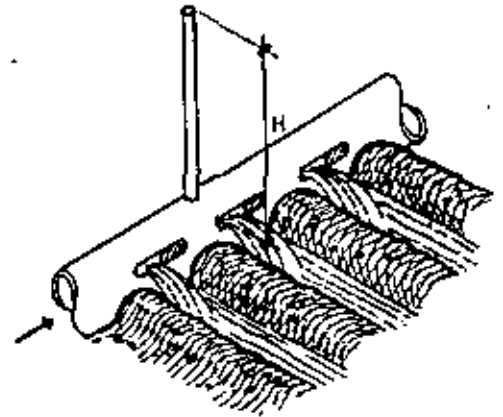


FIG. 28

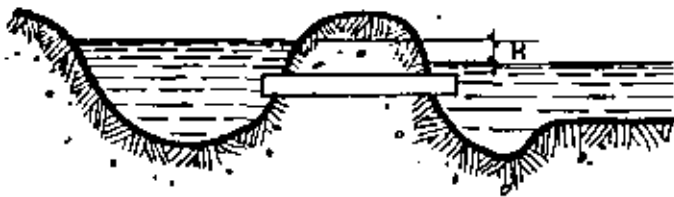


FIG. 29

69



FIG. 30

Diámetro orificio cms.	C = Coeficiente
4'5	0'61
5'0	0'61
6'5	0'60
7'5	0'60
9'0	0'60
10'0	0'60

Estos orificios pueden estar realizados en la conducción, como muestra la figura nº 28, en el caso de tuberías con gateras y en otros, como se muestra en la figura nº 27, tomando a través del caballón o cajero de una acequia en tierra, por medio de un pequeño tubo.

En estos casos sirven los coeficientes dados anteriormente, para secciones circulares, aún en el caso del tubo de la figura nº 27, ya que su incidencia en la altura o desnivel H es muy pequeña.

Cuando las secciones no sean circulares, se toman los coeficientes C anteriores, en base de que el diámetro se sustituye por el valor del lado de menor longitud.

#### V.2.- Tubos de descarga lateral y sifoncillos

Es normal el empleo para las entregas de agua en las unidades parcelarias de riego, con sistemas de riego en surcos o fajas, de sifoncillos y tubos de descarga lateral, como se muestra en las figuras 29 y 30.

En estos casos la descarga es en sumergencia como se muestra en las figuras mencionadas y se emplea para computar la descarga la misma fórmula del apartado anterior,

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

variando H que se mide como diferencia de nivel de las superficies del agua a la entrada y salida del dispositivo, como se señala en las figuras. Asimismo, C acorde con la longitud del tubo o sifoncillo unido a su sección.

A este fin damos los gráficos de las figuras 31 y 32, el primero para tubos de grande y pequeño diámetro y el segundo para sifoncillos.

El primero de estos ábacos se emplea como sigue:

El valor de H en cms. se señala en el eje de ordenadas, se traza

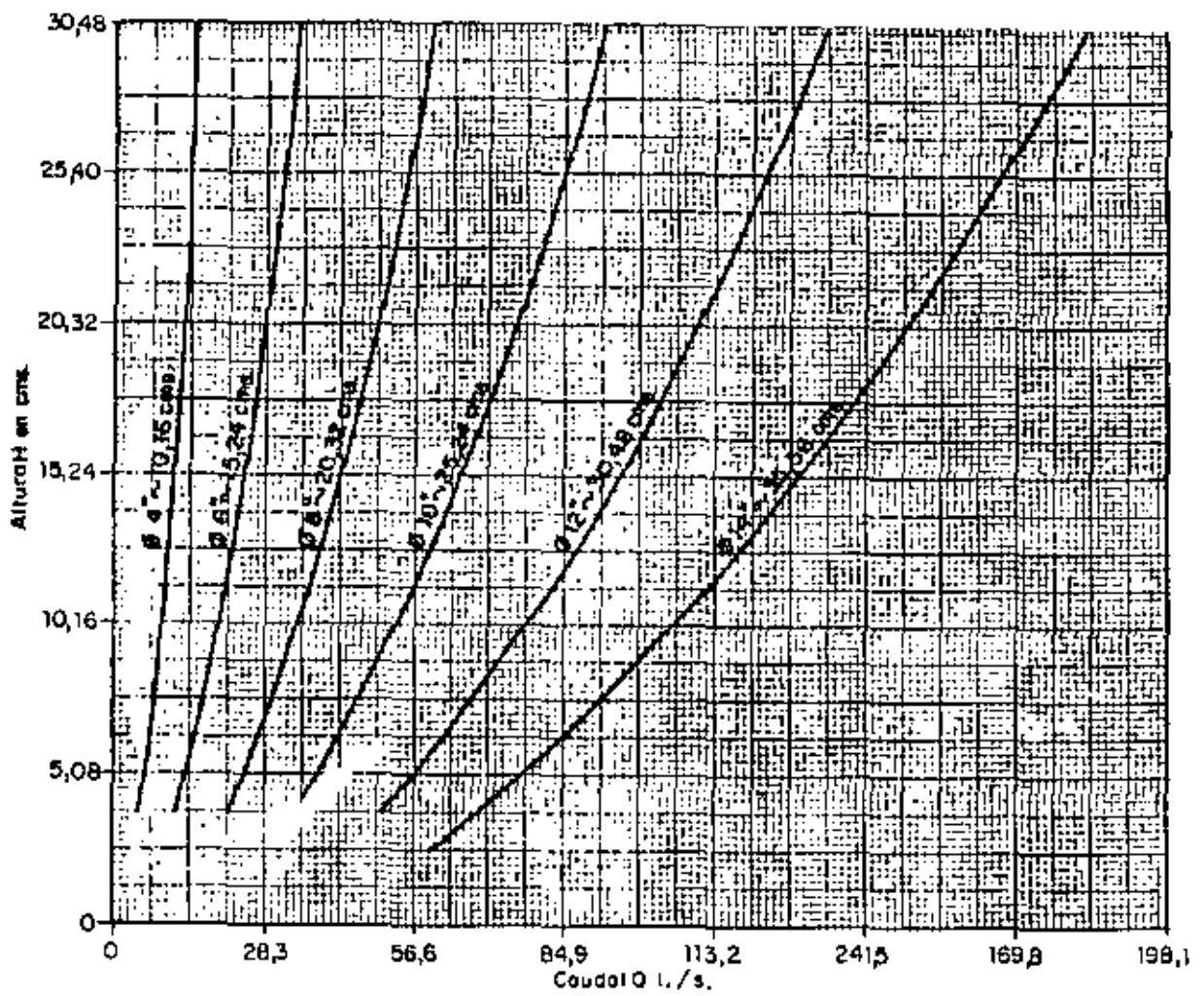
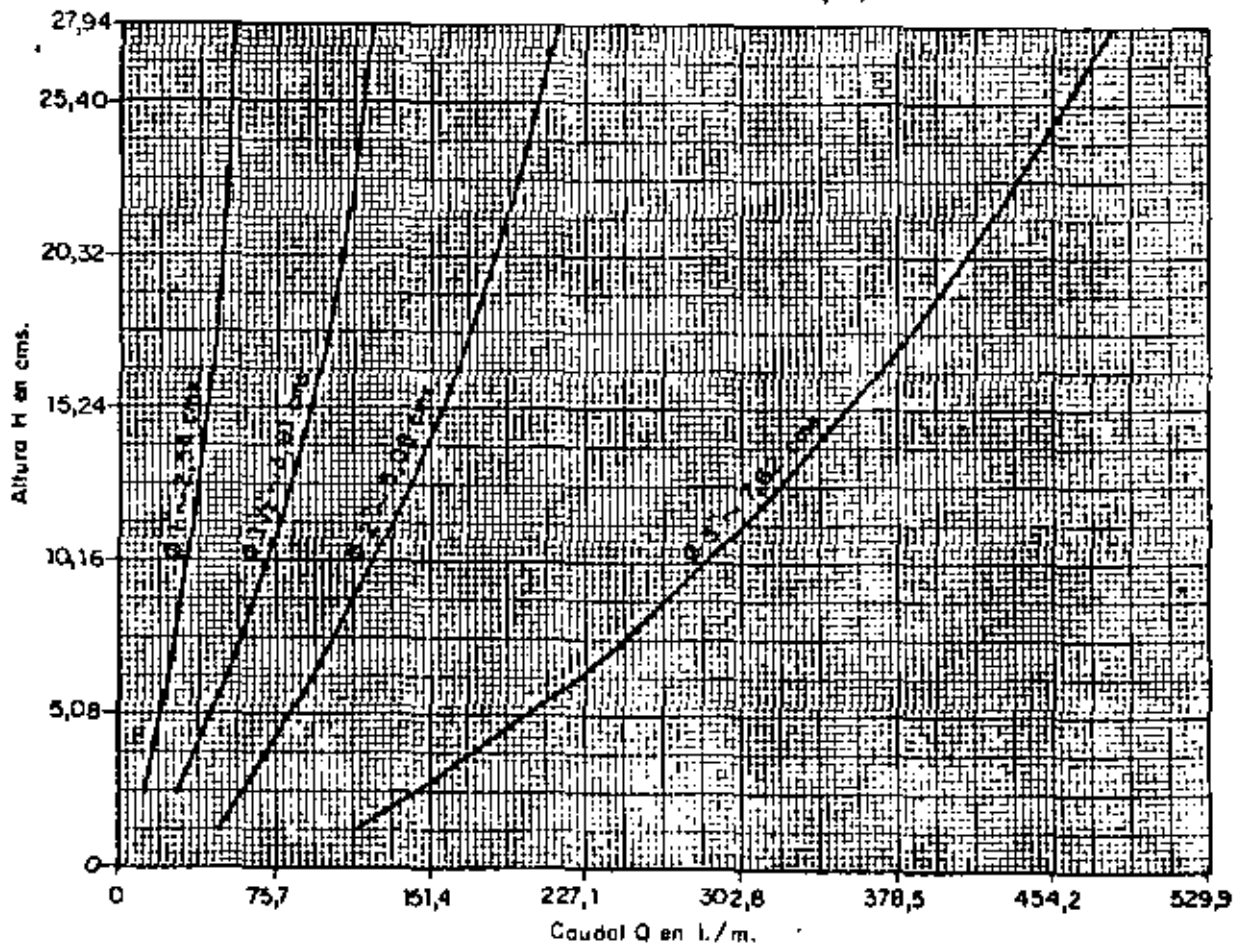
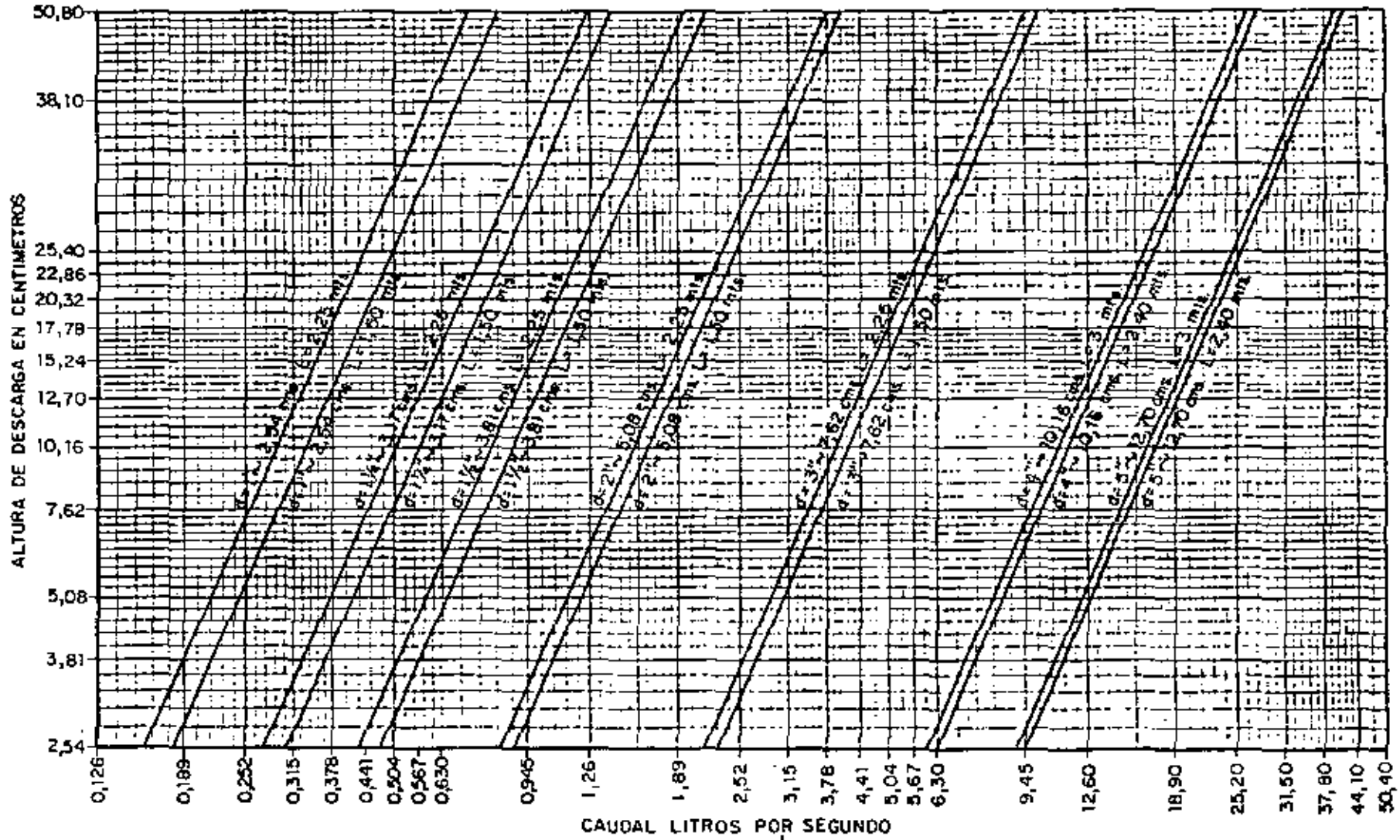


GRAFICO B-Tuberías diámetro pequeño



### DESCARGA EN TUBOS SIFON ALUMINIO



horizontal hasta su encuentro con el  $\phi$  del tubo o sifoncillo y por este punto vertical que en su encuentro con el eje de abscisas, da el caudal en l/seg.

Para sifoncillos en el ábaco de la figura nº 31, se da el diámetro y longitud  $\frac{L}{4}$  en las líneas inclinadas.

No obstante los gráficos antes indicados, diremos que los coeficientes de descarga C, pueden ser computados en estos dispositivos en base de la fórmula

$$C = C_0 \sqrt{\frac{d^{4/3}}{57'829 n C_0 \times L + d^{4/3}}}$$

siendo

- $C_0$  Coeficiente de descarga para el tubo en la entrada, que normalmente 0'83
- $d$  Diámetro interior del tubo en cms.
- $n$  Coeficiente de rugosidad.
- $L$  Longitud del tubo en mts.

Los coeficientes de rugosidad  $n$  que se emplean son:

para tubos de diámetro inferior a 3" = 7'62 cms. inclusive  $n = 0'08$   
 " " " " superior a 3" = 7'62 cms. "  $n = 0'12$

Estos coeficientes son de rugosidad.

De esta forma su empleo de no disponer del gráfico es como sigue:

Tenemos un sifón de aluminio de  $\phi d = 2" = 5'08$  cms. con longitud total  $L = 2'286$  mts. que trabaja con una altura  $H$  o desnivel  $H = 15'24$  cms. y se desea computar su descarga

$$Q = C \times \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gH}$$

$$Q = C \times \frac{3'14 \times 0'0508^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9'81 \times 0'1524 \text{ mts.}}$$

$$= C \times 0'002025 \times 1'7291 = C \times 0'00350 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

y

$$Q = C \times 3'5 \text{ l/seg.} \quad (1)$$

El coeficiente C es:

$$C = 0.83 \sqrt{\frac{d^{4/3}}{d^{4/3} + 57.829 \times n \times 0.83 \times L}}$$

$$C = 0.83 \sqrt{\frac{5.08^{4/3}}{5.08^{4/3} + 57.829 \times 0.8 \times 0.83 \times 2.286}} = 0.83 \sqrt{\frac{8.732}{8.732 + 8.777}}$$

$$= 0.83 \sqrt{\frac{8.732}{17.509}} = 0.586$$

El caudal Q es según la fórmula (1)

$$Q = 0.586 \times 3.5 = 2.05 \text{ l/seg.}$$

En el caso de tubos de descarga lateral sumergidos, como muestra la figura n° 30, se emplea la misma metodología anterior, considerando que L longitud del tubo, siempre tiene un mínimo de 1 metro y máximo de 1.75 mts.

### V.3.- Canalones pequeños WSC, tipo Venturi

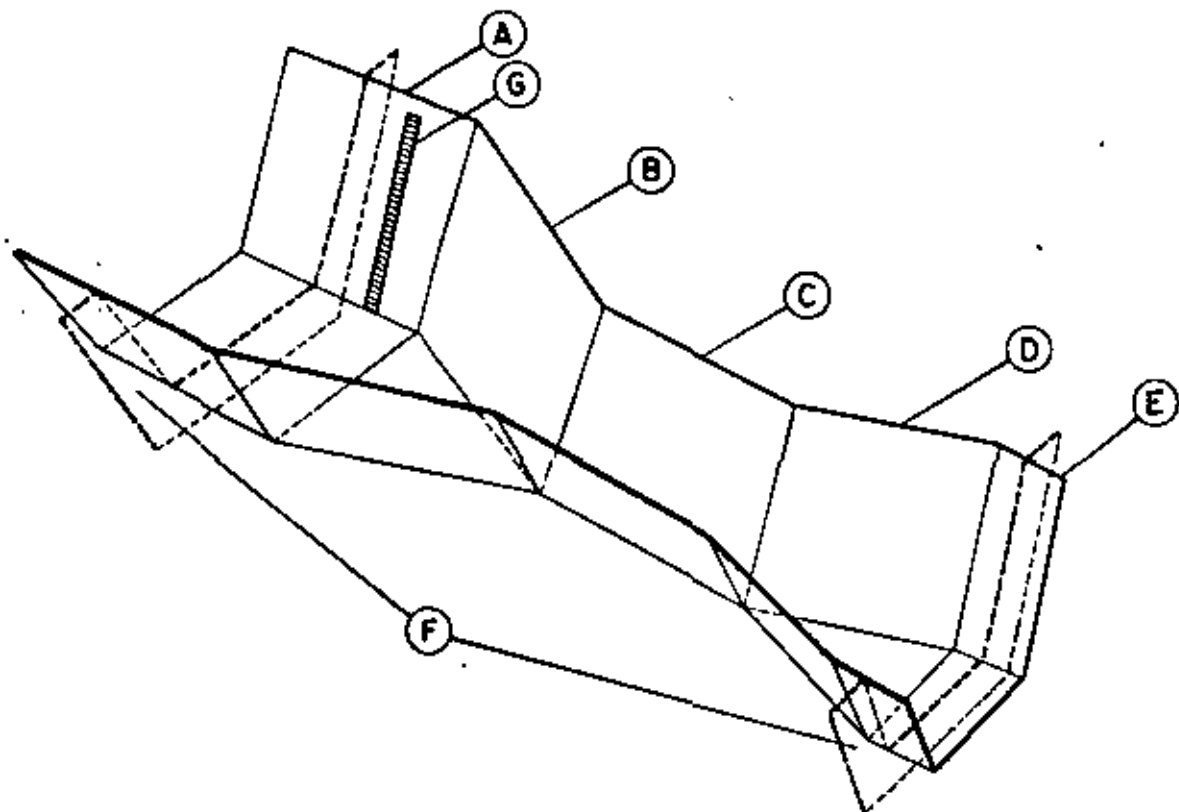
Estos canalones son de empleo amplio en mediciones de caudales que se introducen en el riego por fajas y surcos, pudiendo medirse caudales de -- 3.78 a 4.500 l.p.m.

No obstante la amplia gama de medición anterior, se describen en este capítulo los de tipo más pequeño, con gama de medición de 3.78 litros por minuto a 95 l.p.m. que se adaptan a las mediciones de caudales en fajas y surcos de riego.

El medidor que describimos se muestra en la figura n° 33 y consta de las partes siguientes:

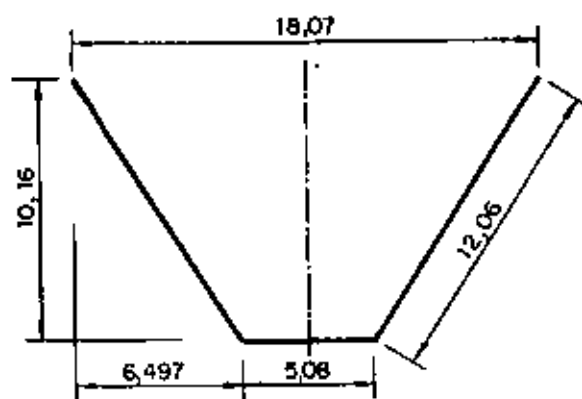
- A) Una sección de entradas aguas arriba de la corriente de sección trapecial.
- B) Una sección de convergencia o contracción que pasa de sección trapecial a triangular.
- C) Una sección estrecha triangular.
- D) Una sección de divergencia o expansión que enlaza con la corriente aguas abajo.

En la figura n° 34 se da el despiece del medidor con sus dimensiones para su construcción.



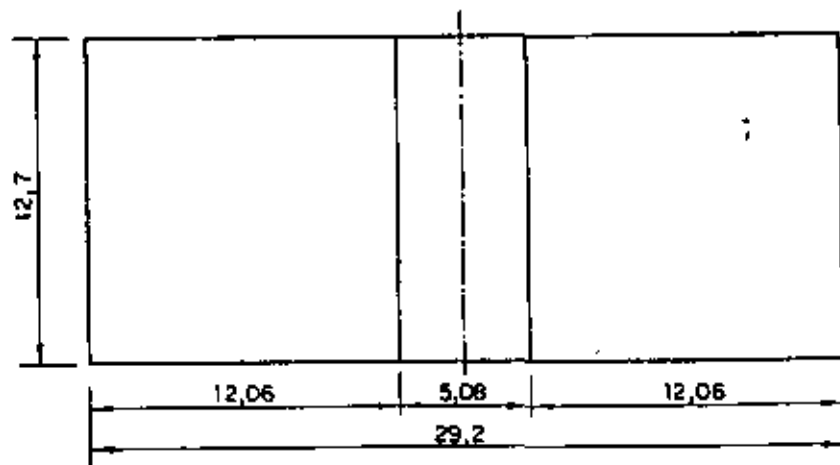
DETALLE CON DIMENSIONES DE (A)

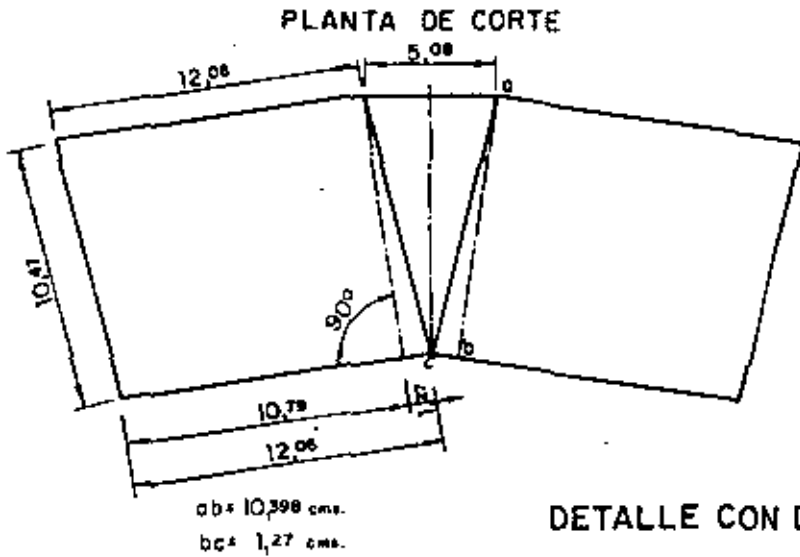
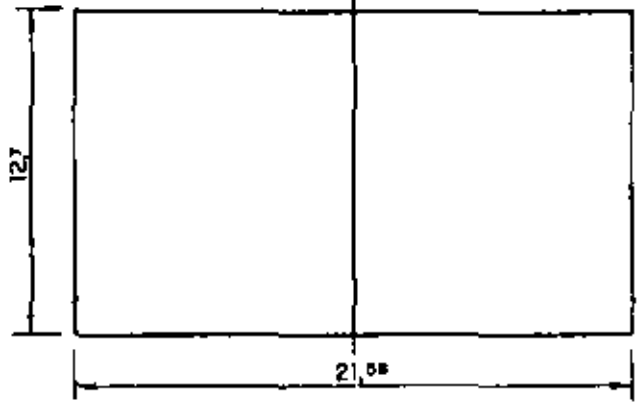
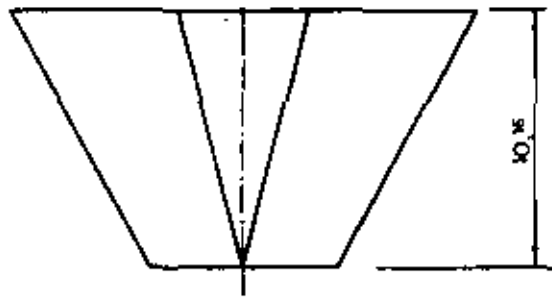
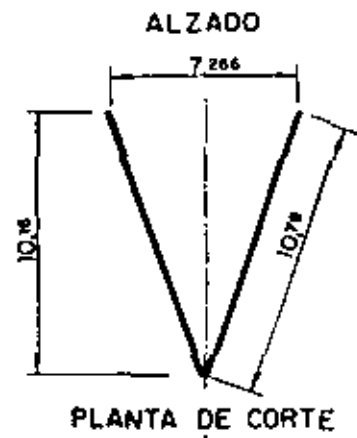
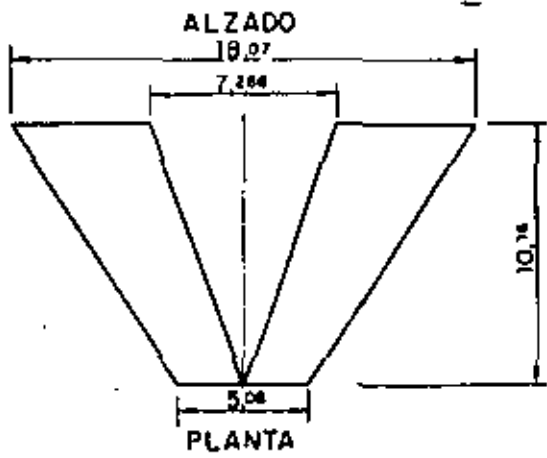
ALZADO



Cotos en centímetros

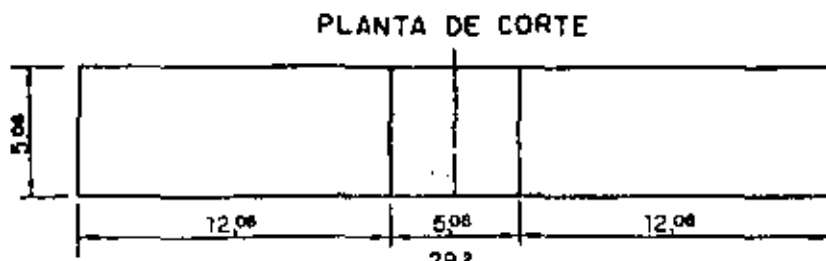
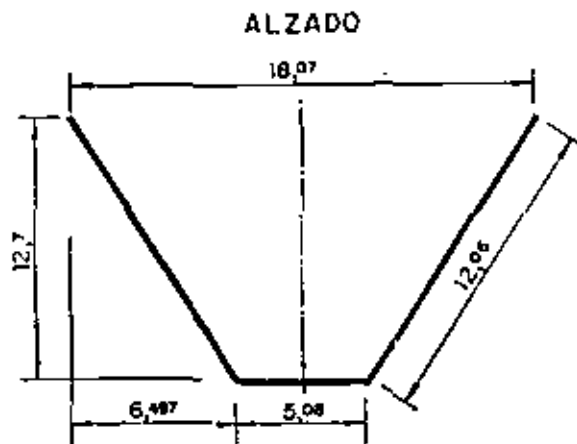
PLANTA DE CORTE





ESCALA 1:3  
Cotos en centímetros

DETALLE CON DIMENSIONES DE (E)





El fondo del medidor se coloca horizontal o a nivel y asimismo lateralmente. Su nivel coincide con el más alto del tramo de conducción donde se instala o ligeramente superior.

En la figura mencionada, E es el solape trapezoidal para acoplar en el canal en tierra donde se instala el medidor F, aletas para cerrar el paso del agua por debajo y lateralmente del medidor y Q la escala de medición.

Para medir el caudal sólo se realiza una medida en la escala que lleva en su lateral la sección A, designada por Q en la figura. Lectura que con arreglo a una escala que corresponde al contraste del medidor, da el caudal que circula en litros por segundo o minuto.

Las ventajas de este medidor son las siguientes:

- Sencillo de construcción.
- Bajo coste.
- Fácil de instalar.
- Produce pérdidas de carga muy pequeñas.

Se puede construir en chapa, madera, plástico y otros materiales.

El fundamento de su funcionamiento se muestra en la figura n° 35.

El medidor se encuentra en condiciones para iniciar las lecturas de medida, cuando la altura o tirante del agua, a la entrada H, es igual o algo menor que la altura o tirante H' aguas abajo, como se muestra en la figura n° 35.

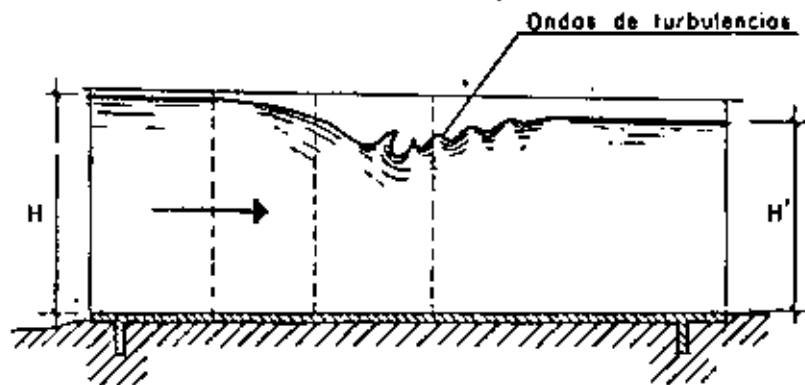


FIG. 35

CUADRO N° 7

Descarga en litros por minuto para medidores pequeños WSC tipo Venturi  
Fracciones decimales de lectura

Lectura de la escala cms.	0	0'254	0'508	0'762	1'016	1'270	1'524	1'778	2'032	2'286
2'54	-	-	42'45	50'94	62'26	73'58	84'90	99'05	116'03	133'01
5'08	149'99	172'63	195'27	217'91	243'38	268'85	294'32	325'45	359'41	390'54
8'62	425'5	464'12	503'74	546'19	588'64	633'92	679'20	730'14	-	-

En el caso de que la superficie del agua a lo largo de la longitud del medidor, estuviera a igual altura, no se puede emplear. En este caso el medidor se eleva ligeramente hasta que el desnivel que muestra la figura entre la sección de entrada y salida se produzca.

Damos para un medidor de las dimensiones que tiene el de las figuras n<sup>o</sup> 32, 33 y 34, la relación entre la lectura de la escala D en cms. y caudal que circula en litros por minuto en el cuadro n<sup>o</sup> 7 de la figura n<sup>o</sup> 36.

#### V.4.- Medidores de altura crítica, o de resalto hidráulico

Estos medidores, cuyo fundamento hidráulico es similar al descrito para los medidores Parshall y canaletas WSC, tipo Venturi, en epígrafes anteriores, son de fácil construcción e instalación.

El medidor, como se ve en el croquis de su sección, figura n<sup>o</sup> 37, tiene un resalto en la solera F' E' P, de altura  $z$  sobre ella, que transforma el régimen de la corriente sub-crítico en la sección AB, en supercrítico en la EF, secciones anterior y posterior al resalto respectivamente. Con ello en la sección E'F' del resalto, el régimen es crítico.

De la forma expuesta nos encontramos en la sección AB, con un tirante o altura  $y_1$  y velocidad  $V_1$ , así como tirante  $y_2$  con velocidad  $V_2$  en la sección.

Estos medidores exigen para su instalación las condiciones siguientes:

- a) Que sea horizontal la solera del tramo donde se instalen.
- b) Que la sección sea rectangular.

Si a la vista del croquis de la figura n<sup>o</sup> 37, con las condiciones a) y b) anteriores, aplicamos Bernoulli entre la sección AB y E'F', con  $E_1$  — pérdida de energía de la corriente entre ellas, tenemos lo siguiente:

El plano de comparación es la solera del tramo

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} - E_1 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + z$$

Ahora bien, se ha comprobado experimentalmente que la pérdida de energía por el resalto es:

$$E_1 = \frac{1}{10} \left[ \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right]$$

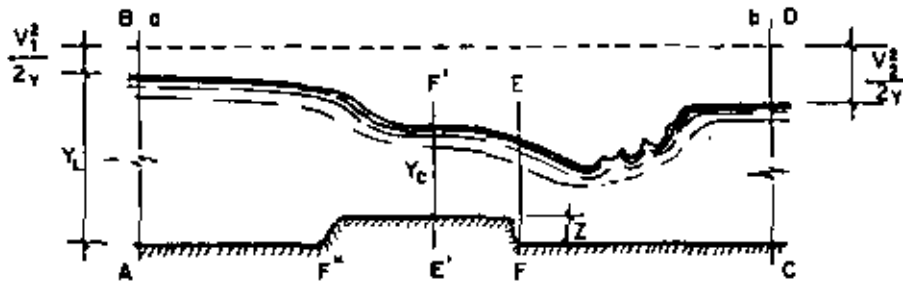


FIG. 37

que sustituido en la expresión anterior da:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{1}{10} \left( \frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) = y_c + \frac{V_0^2}{2g} + z$$

simplificando y ordenando términos

$$y_1 + 1.1 \frac{V_1^2}{2g} = z + y_c + 1.1 \frac{V_0^2}{2g} \quad (1)$$

Al estudiar el régimen crítico vimos que  $y_c + \frac{V_0^2}{2g} = E_0$  y

$\frac{V_0^2}{2g} = \frac{1}{3} E_0$ , valores que sustituidos en (1) podemos poner esta expresión en función de  $V_1$ ,  $y_1$ ,  $z$  y  $E_0$ , quedando como sigue:

$$y_1 + 1.1 \times \frac{V_1^2}{2g} = z + \frac{2}{3} E_0 + 1.1 \times \frac{1}{3} E_0 = z + \frac{3.1}{3} E_0 = z + 1.033 E_0 \quad (2)$$

Ahora bien, en la sección crítica  $E_0 = \frac{3^3}{2} \sqrt{\frac{q^2}{g}}$  (3), siendo  $q$

el caudal por m.l. de ancho de sección que circula.

$Q = \frac{q}{b}$  siendo  $b$  el ancho de la sección y  $Q$  caudal total.

Sustituyendo (3) en (2) y poniendo  $V_1 = \frac{q}{y_1}$  al ser

$V_1 = \frac{q}{by_1} = \frac{q}{y_1}$  tenemos que (2) queda como sigue:

$$y_1 + 1.1 \times \frac{q^2}{2gy_1^2} = z + 1.033 \times \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}, \text{ ordenando esta expresión}$$

$$1.033 \times \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = y_1 - z + 1.1 \frac{q^2}{2gy_1^2}$$

$$q = 1.62 \left[ y - z + \frac{0.056059}{y_1^2} \right]^{3/2} \quad (4)$$

Esta expresión permite con el valor de  $y_1$  a la entrada del medidor y  $z$  altura del resalto sobre la solera, confeccionar cuadro de valores de  $q$  por m.l. de ancho que circulan y el caudal total  $Q$  multiplicando por el ancho del dispositivo  $b$ . Con ello basta medir en escala  $y_1$  para obtener según el cuadro caudal  $Q$  que circula.

#### VI.- DISPOSITIVOS ESPECIALES DE DISTRIBUCIÓN Y MEDIDA AUTOMÁTICA DE CAUDALES EN CANALES

El problema de la medida de caudales en canales de riego o de otro tipo de suministro, radica normalmente en la constancia de un tirante o altura de agua en la proximidad del punto de emplazamiento del dispositivo de medida, con independencia de las oscilaciones de caudales en su conjunto, con arreglo a la demanda.

Para subsanar el inconveniente anterior, se han diseñado dispositivos centrados en mantener en el cauce constancia del tirante o altura en el punto de medida, evitando el empleo de compuertas, con exigencia de mano de obra y que impidan rapidez en el accionamiento, así como automatizar las lecturas de medida. De ellos, en epígrafe anterior se ha descrito el Orificio sumergido de altura constante.

En este epígrafe vamos a describir otros dispositivos más modernos y entre ellos los que diseña y construye Ets Neyrpic, sitos en Grenoble (Francia), englobados en Dispositivos ajustables para caudales de descarga constante.

Estos dispositivos tienen tres aplicaciones básicas y para cada una de ellas se describe el adecuado, así como tipo dentro de él concreto a este fin. Estas aplicaciones son:

- a) En el caso de canales o conducciones a cielo abierto con pequeñas variaciones en el nivel del agua, DISTRIBUIDORES.
- b) Cuando para establecer los dispositivos de medida anteriores o de otro tipo, se exige en el canal estabilizar su nivel, con independencia del caudal de transporte.
  - 1º - COMPUERTAS DE NIVEL CONSTANTE AGUAS ARRIBA.
  - 2º - COMPUERTAS DE NIVEL CONSTANTE AGUAS ABAJO.

La aplicación de los dispositivos b) está condicionada a las características de suministro que persigue la estabilización del nivel, como explicaremos a continuación.

#### VI.1.- Distribuidores

Este dispositivo sirve para obtener descargas o entregas de agua constantes a canales de derivación para riego, que sirven pequeños perímetros o bien a la propia unidad de explotación.

El ajuste que determina el volumen o magnitud de la descarga, consiste en abrir o cerrar una serie de compuertas con diferentes anchos de que va provisto el distribuidor.

La figura nº 38-a, muestra el croquis de un distribuidor con 6 - compuertas de distinto ancho, dos de ellas abiertas y la primera con lámina de ruptura. En la misma figura se muestra un croquis de la sección AB de la primera compuerta de la izquierda en descarga, con el efecto de la lámina de ruptura y el resalto hidráulico que se produce, base del cálculo de los caudales unitarios de descarga con diversas aberturas de la compuerta.

Estos distribuidores exigen alturas o niveles de la superficie del agua, aguas arriba de su emplazamiento constantes o al menos con variaciones que no sobrepasen ésta más menos del 5 al 10%.

Examinado el croquis de la figura 38-b podemos observar que la lámina de agua que fluye entre la solera de la compuerta y la lámina de ruptura

o deflectora, experimenta una contracción que se incrementa con el aumento del nivel del agua aguas arriba del distribuidor. La contracción aguas abajo del distribuidor produce un resalto hidráulico, pasando el régimen del caudal que fluye por un régimen crítico, base de la medida.

El dispositivo está diseñado de tal forma, que dentro de ciertos límites de variación del nivel del agua, aguas arriba del distribuidor, la descarga o caudal de entrega permanece independiente de la correlación entre nivel aguas arriba y velocidad de descarga, que en ella influyen para otros dispositivos similares.

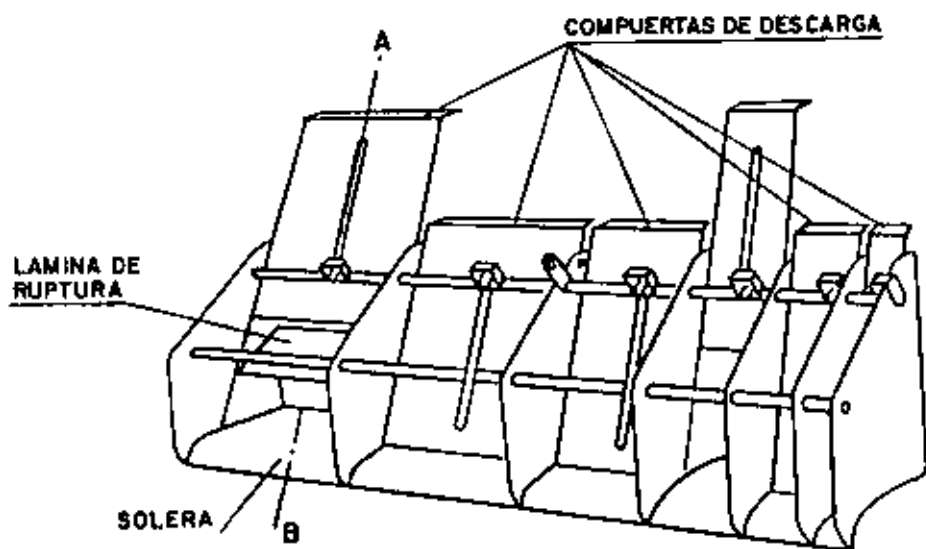


FIG. 38

Por otro lado, el resalto hidráulico hace que el caudal que fluye no esté influenciado por el nivel del agua aguas abajo del distribuidor. La amortiguación de la energía cinética por el resalto, limita las pérdidas de altura por el dispositivo a pequeñas fracciones de la altura de agua so-

bre la solera de la compuerta.

Como se ha indicado anteriormente, el flujo o caudal que entregan estos distribuidores es constante, siempre que las variaciones del nivel del agua, aguas arriba del mismo, se mantengan entre  $\pm 5$  al 10%, de la altura para el que está diseñado.

Estos distribuidores se construyen para caudales que van por cada 10 cms. de ancho de solera de 10 litros por segundo a 200 litros por segundo, exigiendo para ello una altura o nivel del agua antes del distribuidor mínimo y paralelamente unas diferencias  $\pm dH$  de esta altura en su régimen, como asimismo dimensiones del dispositivo acordes con ello. Dimensiones unidas a número de compuertas, que conducen a 4 tipos de distribuidores, cuyo dimensionamiento describiremos más adelante.

En la figura n° 39 se señala para el distribuidor la altura nominal  $H$  que precisa a su entrada,  $dH$  variación sobre la altura  $H$  nominal, pérdida  $J$  de energía a desnivel entre aguas arriba y abajo del medidor y  $P$  profundidad de la solera de vertido del distribuidor. De acuerdo con las características anteriores, los cuatro modelos o tipos de distribuidores NEYRPIC, se describen como sigue:

Tipo	Caudal de descarga 10 cms. de ancho	Altura nominal $H$ cms.	$dH$ cms. máximo	$dH$ cms. mínimo	$P$ mínimo cms.	$J$ mínimo cms.
X	10 l/seg.	17	$\pm 7$	$\pm 5$	16	6'5
XX	20 l/seg.	27	$\pm 11$	$\pm 8$	25	10'5
L	50 l/seg.	50	$\pm 21$	$\pm 15$	47	19
C	100 l/seg.	80	$\pm 31$	$\pm 24$	75	30
CC	200 l/seg.	126	$\pm 52$	$\pm 37$	118	118

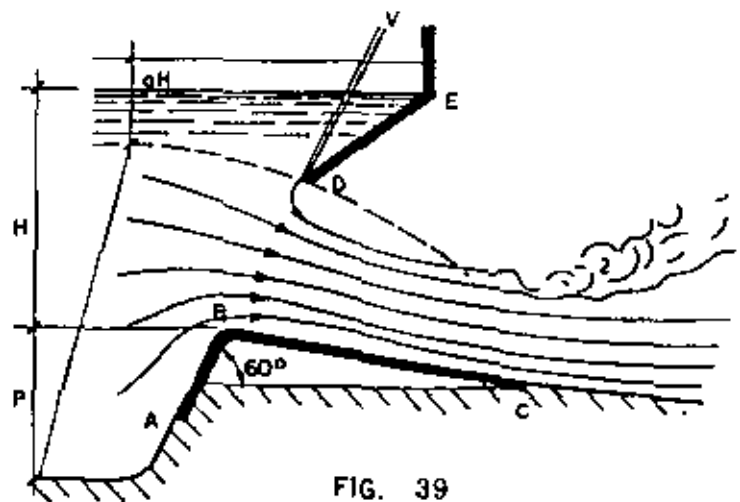
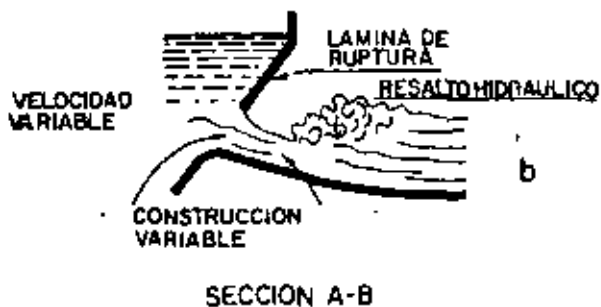


FIG. 39



Las características anteriores conducen a que las variaciones máximas y mínimas de la altura nominal para cada tipo sean las siguientes:

<u>Tipo</u>	<u>H nominal</u>	<u>Variaciones de H</u>	
		H máximo	H mínimo
X	17	19'8	12'8
XX	27	31'6	20'4
L	50	58'5	37'5
C	80	90	59
CC	126	146	94

Las medidas anteriores en base para elegir uno de los tipos de los distribuidores mencionados, están relacionadas como sigue:

$$\frac{H \text{ máx} - H \text{ nominal}}{H \text{ máx} - H \text{ mínimo}} = \frac{3}{10}$$

Con ello si se desea regular un canal con este tipo de distribuidores y las oscilaciones del nivel van de un máximo de 1'30 mts. a un mínimo 0'30, la altura nominal del distribuidor a instalar es:

$$\frac{130 - H \text{ nominal}}{130 - 30} = \frac{3}{10} \quad H \text{ nominal} = 130 - \frac{3 \times 100}{10} = 100$$

Según el cuadro anterior el tipo adecuado es el CC, con altura nominal de 126, y máxima de 146 con mínima de 94, lo que indica la necesidad de colocar compuerta de regulación de altura, que se describe en epígrafe siguiente.

Si las oscilaciones hubieran sido de un máximo de 100 a un mínimo de 80, se hubiera seguido el mismo criterio para la elección del medidor.

#### VI.1.1.- Condiciones de instalación que exigen los distribuidores y fundamento de su diseño

Las tomas o compuertas de los distribuidores, cuya sección se ha mostrado en la figura n° 39, presentan su solera de vertido, ABC de la figura mencionada, construída de tal forma que la cresta B es horizontal y los taludes AB de entrada y BC de salida, forman ángulos de 60° y 120°, respectivamente, con la horizontal AC. Una pantalla inclinada, DE de la figura, que deja -

libre la abertura de la toma a una altura determinada de la horizontal que pasa por B.

Asimismo, de una lámina móvil V, que obtura la abertura BD de la toma cuando no funciona.

Las dimensiones que rigen la instalación de estos distribuidores con las condiciones anteriores, se detallan en a), b), c) y d) de la figura n° 40, las dos primeras para la solera y las otras dos para el pocillo amortiguador de energía. Asimismo en b) se da la cota H mínima del agua antes de la entrada de la toma del distribuidor.

Con lo expuesto para este distribuidor, cuando la altura del agua no alcanza la cota H' de b), figura n° 40, funciona la toma como vertedero y cuando la supera hasta H como orificio en carga.

En el primer caso la fórmula que da la descarga es

$$Q = K H^{3/2} \quad \text{con } K \text{ coeficiente corrector, de dimensión } \frac{m^{3/2}}{\text{seg.}}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg.

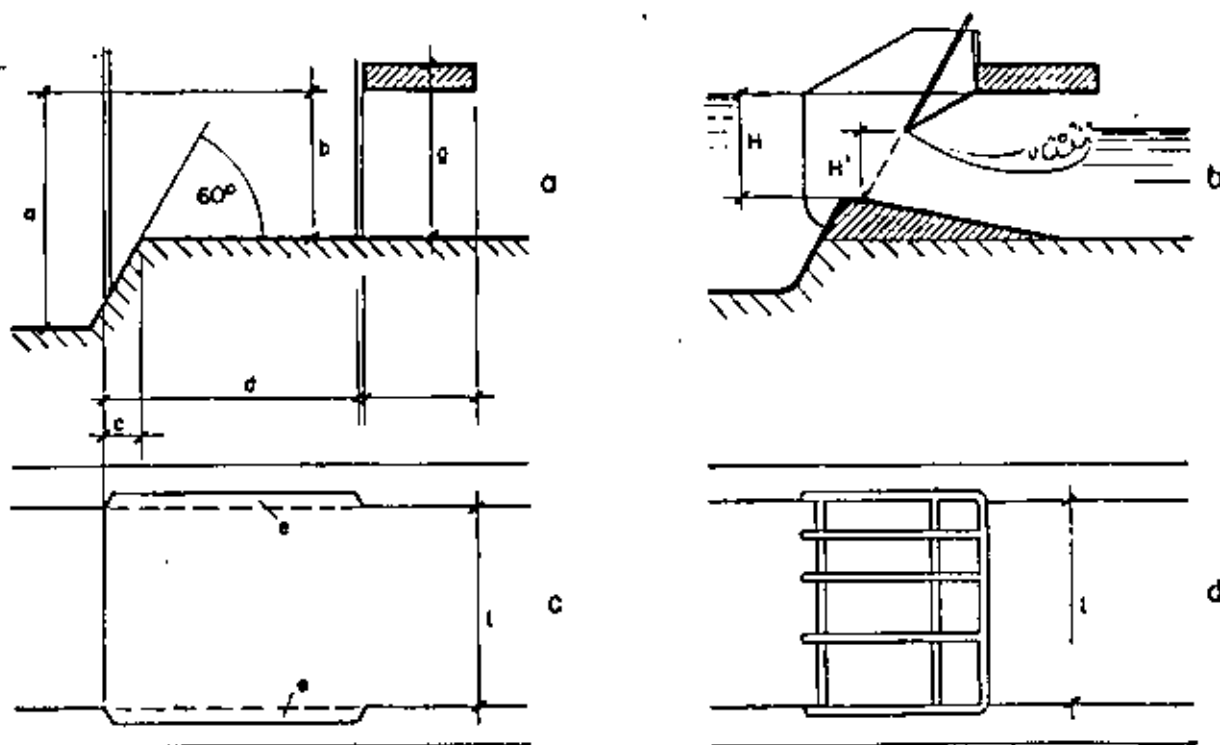


FIG. 40

Quando el nivel del agua alcanza la cota  $H'$  que se señala en b) de la figura n° 40, funciona la toma en orificio en carga con fórmula  $Q = K' \times H^{3/2}$  con  $K'$  coeficiente corrector de dimensión como en el caso anterior.

Estas variaciones representadas en un gráfico que en abscisas se señalan caudales y en ordenadas alturas, se muestra en la figura n° 41.

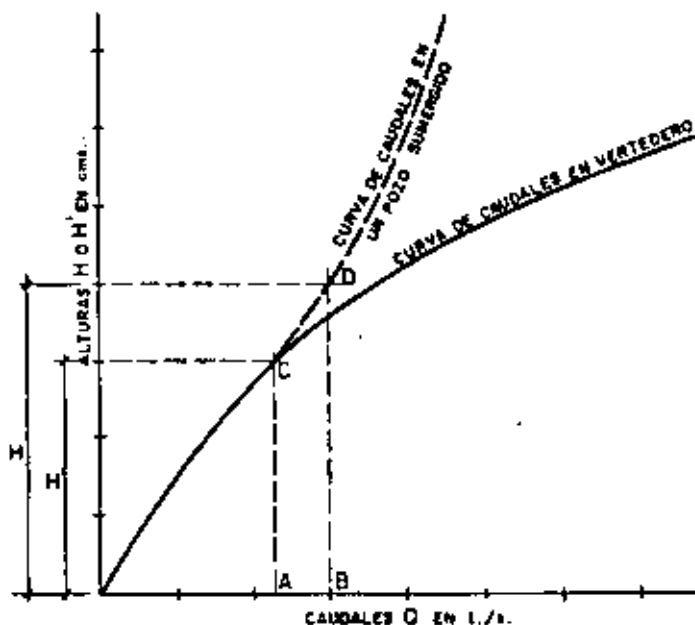


Fig. 41

El examen del gráfico muestra que el caudal permanece casi constante entre  $H'$  y  $H$ , altura la primera en que el distribuidor inicia su funcionamiento en orificio sumergido, y la segunda  $H$  la máxima en estas condiciones de funcionamiento, para que los caudales señalados en A y B del gráfico correspondientes a estas alturas, no varíen en más de un 50%.

#### VI.2.- Compuertas de nivel constante aguas arriba

Son numerosos los casos, que para un canal o cauce se precise mantener en sus diversos tramos un nivel constante, independiente de las variacio

nes en su capacidad total de conducción, por suministros a otros que de él derivan o tomas existentes a lo largo de su recorrido.

Para este fin existen las compuertas de nivel constante del agua que circula, de las que en la figura n° 42 se muestra un dispositivo del tipo mencionado.

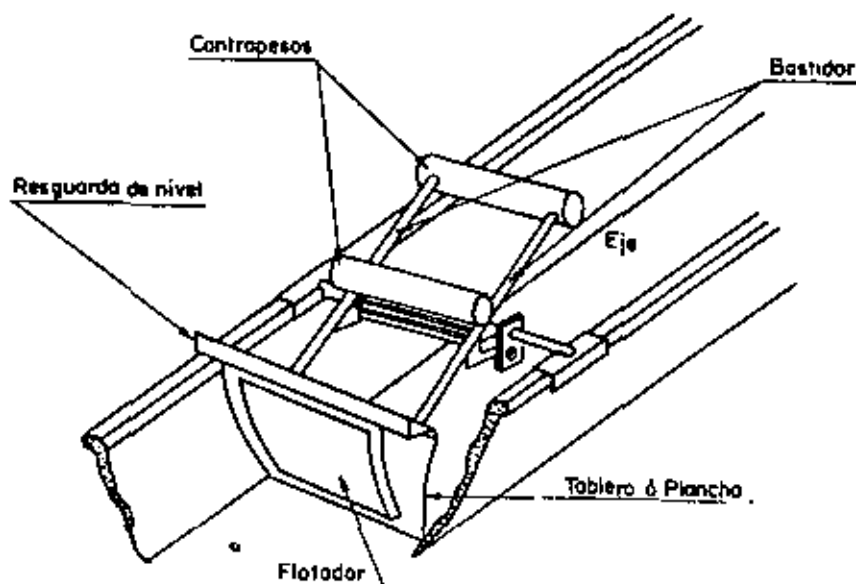


FIG. 42

Esta compuerta que cierra prácticamente el canal donde se instala, permanece cerrada cuando los caudales que circulan son muy pequeños y se abre cuando estos caudales se incrementan. Con caudal máximo del canal, la pérdida de altura que produce la compuerta es mínima.

Las ventajas que presentan estas compuertas son:

- a) Suministrar caudales unitarios a niveles máximos en el recorrido del canal.
- b) Una descarga fija puede ser tomada desde un canal con caudales de conducción variable.
- c) Protección de los canales, al permanecer totalmente llenos de agua con caudales de conducción variables.
- d) Producir pequeñas pérdidas de altura.
- e) Flujo uniforme, con un mínimo de sedimentación en el canal.

- f) Evita desbordamientos por errores o fallos operacionales.
- g) Fácil limpieza estacional del canal.

#### VI.2.1.- Principio de trabajo en estas compuertas

El esquema de funcionamiento en estas compuertas se muestra en la figura n° 43, que presenta en a) la compuerta abierta cuando por el canal - - circula el caudal máximo y por tanto H es la altura del nivel del agua normal con este canal aguas arriba del emplazamiento de la compuerta.

En b) es el caso de la compuerta cerrada con caudal mínimo 10% - del normal o máximo, para proporcionar aguas arriba de la compuerta, la misma altura H con caudal normal o máximo.

Las compuertas automáticas de nivel constante aguas arriba, están compuestas de las partes siguientes:

- a) De una tabla de obturación con forma cilíndrica, que cierra la sección transversal del canal móvil alrededor de su eje colocado horizontalmente en O, BDE de la figura n° 43.
- b) De un flotador de forma cilíndrica, colocado en la cara anterior del tablero con el mismo eje que éste, ABCD de la figura n° 43.
- c) De un contrapeso que puede ser desplazado horizontal y verticalmente en direcciones ortogonales, unido a la tabla de cierre por una armadura metálica. La figura n° 43 muestra en I el contrapeso con las direcciones de desplazamiento y por FG armadura de conexión con el tablero BDE.

En las figuras n° 43, a) y b), se muestra croquizada una compuerta del tipo descrito anteriormente, en sus dos posiciones extremas de funcionamiento.

Las condiciones que rigen el funcionamiento correcto de la compuerta son:

1°.- Coincidencia del eje de rotación del tablero BDE y del flotador ABCD en O. Para ello la compuerta con el nivel máximo aguas arriba de ella, debe estar reglada de forma que la línea FG esté horizontal con el nivel del agua y el fondo del flotador CD, tocando este nivel, aguas arriba, como muestra a) de la figura n° 43.

2°.- El centro de gravedad de la compuerta, debe estar situado en

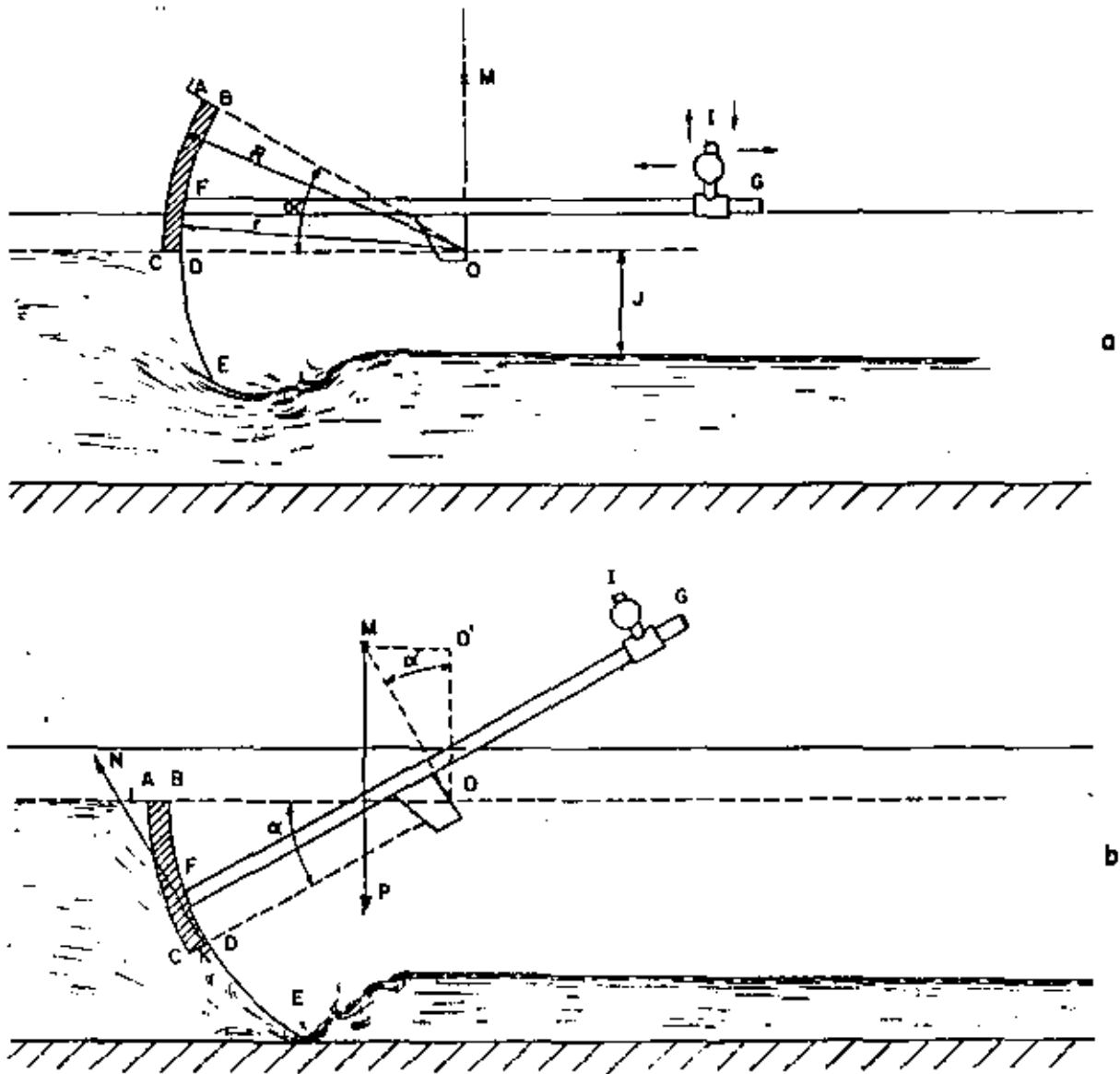


FIG. 43

un plano que pasa por el eje  $O$  y normal al plano  $ODC$  de la cara inferior del flotador y por tanto al nivel máximo de la superficie del agua, aguas arriba.

3ª.- El centro de gravedad debe encontrarse a una distancia determinada del eje de giro.

Las dos primeras condiciones anteriores, se refieren con el canal conduciendo su caudal máximo de transporte.

Este tipo de compuerta está diseñado de tal forma, que colocada en un canal con caudal de transporte máximo y por tanto la altura o nivel de la superficie del agua en él, como se muestra en a) de la figura n° 43, esté sometida a las fuerzas siguientes:

- a) Peso total de la compuerta.  $P$  aplicada en el centro de gravedad  $M$ .
- b) Fuerzas de presión sobre las partes sumergidas del tablero o plancha de cierre y del flotador.
- c) Reacciones en el eje de rotación de la compuerta.

Con las fuerzas anteriores, para que la compuerta esté en equilibrio, es preciso que el momento resultante de todas estas fuerzas respecto al eje de giro en  $O$  de la figura, sea nulo.

Ahora bien, se puede admitir que tanto las reacciones del eje de rotación, como las fuerzas de presión que se ejercen sobre las superficies cilíndricas del tablero o plancha de la compuerta, así como sobre el flotador, pasan por el eje de giro y por tanto su momento respecto a este eje es nulo.

Por tanto, sólo quedan actuando dos fuerzas:

Peso total de la compuerta, aplicada en su centro de gravedad,  $M$  de la figura n° 43 a) y b).

Presión hidrostática que actúa sobre la base del flotador,  $N$  aplicada normalmente en su centro de presión  $K$ , como se muestra en b) de la figura n° 43.

Pues bien, con nivel máximo constante aguas arriba del emplazamiento de la compuerta, como se muestra en a) de la figura n° 43 y en b) de la misma figura, para que la compuerta esté en equilibrio para estas posiciones con caudales de transporte en el canal máximo y mínimo, así como con caudales intermedios, es preciso que los momentos del peso de la compuerta y del empuje  $N$  respecto al eje de giro en  $O$ , estén constantemente opuestos. La condición anterior cualquiera que sea el ángulo  $\alpha$  de la compuerta respecto al nivel del agua, aguas arriba de su emplazamiento. Posiciones a) y b) extremas de la figura n° 43.

Si a la vista de lo expuesto anteriormente, son:  
pe peso específico del agua.

- O eje de rotación, como se ve en a) y b) de la figura nº 43.
- R y r radios exterior e interior de las superficies cilíndricas del flotador, como se muestra en a) de la figura nº 43.
- P peso total de la compuerta.
- N fuerza de empuje sobre la cara inferior del flotador.
- K centro de empuje sobre la base del flotador, como muestra b) de la figura nº 43.
- $\alpha$  el ángulo que forma el bastidos FG de la compuerta con el nivel máximo del agua en sus diversas posiciones, como se muestra en b) de la figura nº 43.
- M centro de gravedad de la compuerta, como se muestra en a) y b de la figura nº 43.
- $\rho$  ancho de flotador

Tenemos la condición de equilibrio en las posiciones extremas a) y b) de la figura a que aludimos, que se dan a continuación.

Posición a).- N es cero al no estar sumergido el flotador, su momento respecto a O es cero.

Como la compuerta está diseñada de forma que MO sea normal al eje de giro en O y al plano de nivel máximo, el peso P pasa por éste y su momento respecto a O es cero.

Posición b).- Al circular menos caudal que el máximo en el canal, la compuerta desciende un ángulo  $\alpha$  y nos encontramos con un empuje N en la base del flotador, al ir subiendo el nivel del agua con éste sumergido, aplicado en K.

Su momento es  $N \times OK$ .

Al mismo tiempo, al desplazarse la compuerta, su peso P no pasa por O eje de giro, tomando la posición de b en la figura nº 43. Su momento es  $P \times MO'$ .

Los supuestos anteriores en base de que el nivel máximo a mantener en el canal, aguas arriba del emplazamiento de la compuerta, es la altura del eje de giro O sobre el fondo del canal, H en a) y b) de la figura nº 43.

Examinando b) de la figura nº 43, tenemos:

(1)  $O'M = OM \times \sin \alpha$ , siendo  $\alpha$  el ángulo sumergido del flotador, en este caso máximo, como se indicó anteriormente. El empuje sobre CD es:

$$(2) N = \rho e \times (R - r) \times \rho \times \left( r + \frac{R - r}{2} \right) \sin \alpha = \rho e \frac{R^2 - r^2}{2} \rho \sin \alpha$$



OK es la distancia del centro de presión K a O, cuyo valor es:

$$OK \times \frac{2}{3} \alpha (R^2 - r^2) = \int_0^\alpha \left( \frac{Rd\alpha \times R}{2} \times \frac{2}{3} R - \frac{rd\alpha \times r}{2} \times \frac{2}{3} r \right) =$$

$$\int_0^\alpha \frac{R^3 - r^3}{3} d\alpha = \frac{\alpha}{3} (R^3 - r^3) \quad \text{y} \quad OK = \frac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \quad (3)$$

Por tanto como

$P \times O'M = N \times OK$  para el equilibrio, teniendo en cuenta las expresiones anteriores (1), (2) y (3), tenemos

$$P \times OM \times \text{sen } \alpha = p_0 l \text{ sen } \alpha \left( \frac{R^2 - r^2}{2} \right) \times \frac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2}$$

despejando OM

$$(4) \quad OM = \frac{p_0 l}{3P} (R^3 - r^3) \text{ independiente de } \alpha, \text{ es decir del ángulo del flotador que se sumerge.}$$

La expresión (4) da la distancia del centro de gravedad del flotador respecto a O, en un plano normal a FG y por tanto al nivel máximo a mantener en el canal.

#### VI.2.2.- Condiciones de reglaje que precisa este tipo de compuertas

Lo expuesto en el epígrafe anterior, conduce a las condiciones de reglaje que exige la compuerta en su instalación y que son la causa del desplazamiento en dos direcciones ortogonales del contrapeso I. La descripción que sigue, se basa en el examen de a) y b) de la figura nº 43.

##### 1er Reglaje

Instalada la compuerta en una canal y con éste sin agua, el nivel máximo que debe mantener aguas arriba del tablero, está fijado por la altura O de su eje de giro sobre el fondo del canal H, de forma que el fondo del flotador CD está en un mismo plano con O.

Para esto se desplaza el contrapeso longitudinalmente hasta lograr el equilibrio horizontal indicado, pero con ligera tendencia a descender el tablero y flotador ABCDE.

## 2º Reglaje

Se introduce o se hace circular por el canal un caudal mínimo, — aproximadamente el 10% del máximo que se pueda transportar.

Por la ligera tendencia a cerrarse de la compuerta de reglaje anterior, ésta desciende y la línea OM que contiene el centro de gravedad M de la compuerta se desplaza de la vertical acentuando este cierre, al crear el momento  $P \times O'M$ .

El cierre de la compuerta obliga al agua que circula ir elevando su nivel aguas arriba del tablero, provocando un aumento de la presión en CD del flotador, cada vez mayor a medida que va subiendo el nivel, para contrarrestar el  $P \times O'M$ . Este momento es  $N \times OK$ .

Cuando el nivel alcanza la altura  $Q$  del eje de giro la compuerta debe iniciar su ascenso por efecto de ser  $N \times OK > P \times O'M$ , cesando el movimiento cuando se equilibra.

El ajuste es desplazar el contrapeso verticalmente, hasta lograr que cuando el nivel del agua llega a  $Q$  la compuerta inicie el ascenso.

Este reglaje influye en desplazar dentro de OM, el centro de gravedad M, aumentando o disminuyendo el momento  $P \times O'M$ , pero sin interferir el reglaje anterior.

Con ello la compuerta está libre para funcionar.

### VI.2.3.- Tipos o modelos de compuertas de nivel constante aguas arriba

La compuerta descrita se construye de forma que sus diversos modelos y tipos dentro de ellos, se caracterizan por el índice D.

Este índice en canales circulares es el diámetro en cms. del círculo y en canales trapeciales es el "diámetro equivalente".

Estos diámetros para los primeros van de un mínimo de 80 cms. a un máximo de 285 cms. y en los segundos de 80 a 315 cms.

En canales trapeciales D es aproximadamente el ancho de la superficie del agua en su sección.

La profundidad del agua aguas arriba debe ser  $0'45 D$  y la compuerta normalmente se eleva dejando una altura libre de  $0'225 D$ .

Asimismo, el área o superficie de paso es de  $0'2 D^2$  y el perímetro mojado del canal aguas arriba de la compuerta  $0'35 D^2$ .

Con estas características, las compuertas descritas producen en --

caudal máximo una pérdida de altura  $J$  entre el nivel del agua aguas arriba y aguas abajo del tablero, a) figura nº 43, que pueda oscilar de un mínimo de 1 a 40 cms., según dimensiones del canal y caudal máximo a transportar.

Para este fin se proporciona cuadro de la Casa Constructora, que según caudales de un mínimo de 100 l/seg. a un máximo de 3 m<sup>3</sup>/seg. en abscisas y pérdida de carga admisible  $J$  en cms., se obtiene el tipo de compuerta a instalar, con limitación máxima de ésta, según que la descarga sea en canal continuo o bien a una represa o cauce libremente.

Máximos que van de 4 cms. para  $J$  con  $Q = 100$  l/seg. a 45 cms. para  $J$  con 4 m<sup>3</sup>/seg. para los primeros, y de 6 cms. a 75 cms. para los mismos caudales en descarga libre.

En la figura nº 44 se da una compuerta de este tipo instalada en un canal, con distribuidor en toma de derivación.

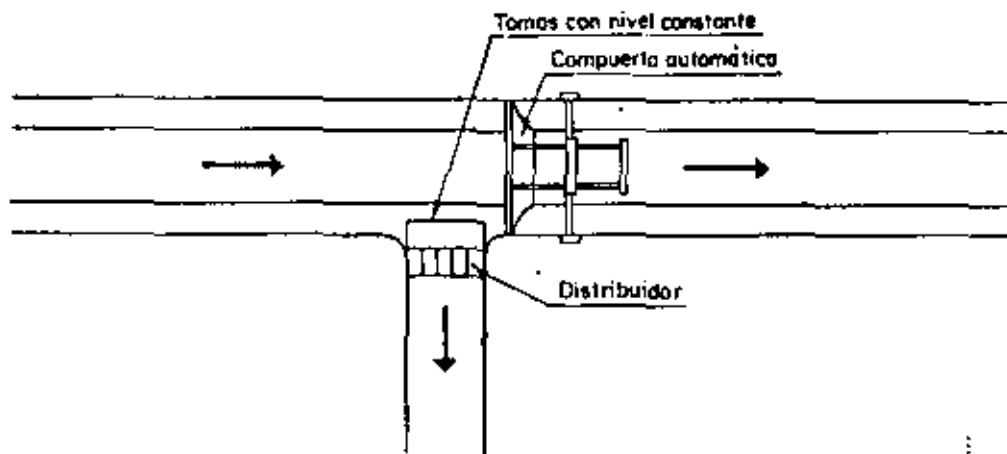


FIG. 44

### VI.3.- Compuertas de nivel constante aguas abajo

En estas compuertas el agua fluye a través de conducto bajo presión, para mantener constante el nivel en la cabeza aguas abajo del canal a que sirven, con independencia de los niveles aguas arriba del conducto.

Este tipo de compuerta que se muestra en la figura n° 45 obturando el conducto de alimentación de un canal, puede usarse en canales continuos para el mismo fin, cuando la variación de niveles aguas arriba y abajo de su emplazamiento por la variación de caudales es muy pequeña, no justificando la necesidad de conducto de alimentación bajo presión, como muestra la figura n° 46.

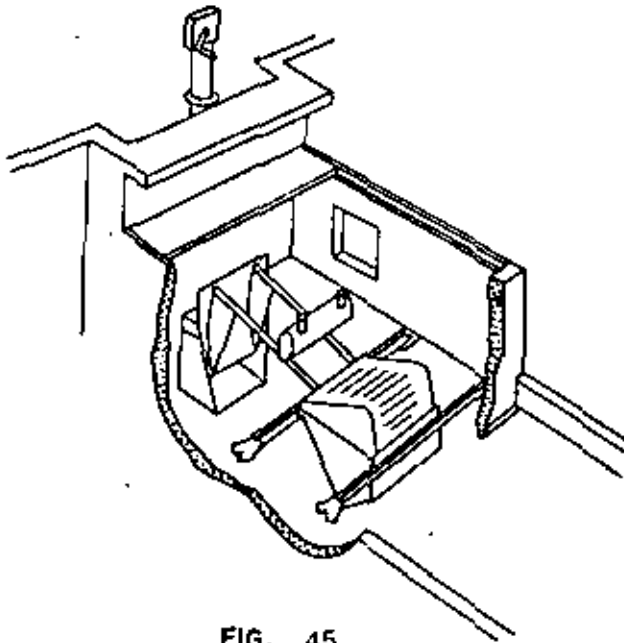


FIG. 45

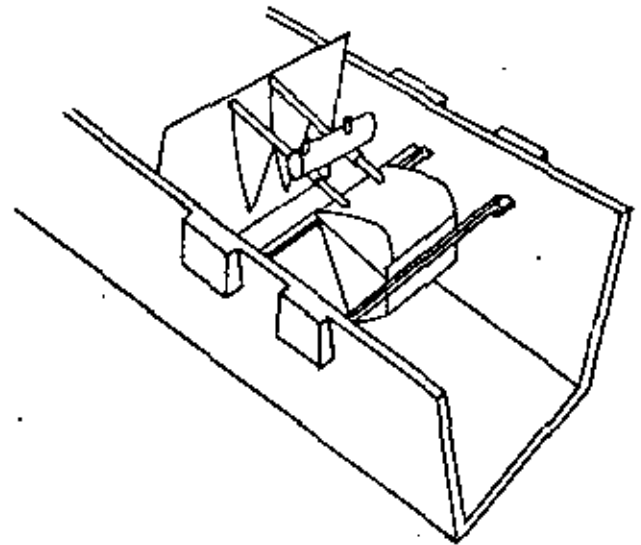


FIG. 46

Estas compuertas como las descritas en el epígrafe anterior, constan de los mismos elementos

- a) Tablero
- b) Flotador
- c) Contrapesos
- d) Bastidor

Elementos que se muestran en las figuras n° 45 y 46.

La única diferencia estriba, que en estas compuertas el flotador que en las anteriores de nivel constante aguas arriba, va adosado al tablero

o plancha de cierre, en éstas va colocado en su parte posterior, como muestran las figuras antes mencionadas.

El principio que rige su funcionamiento es similar al de las compuertas anteriores, que vamos a describir en el epígrafe siguiente.

#### VI.3.1.- Principio de trabajo de estas compuertas

Examinando la figura nº 47, se muestra en a) la posición de la compuerta cerrando la toma del canal de alimentación A) con nivel máximo en éste. En b) la toma del canal de alimentación A) totalmente abierta con nivel mínimo en éste.

Este modelo de compuerta se compone a la vista de la figura antes mencionada, de las partes siguientes:

- 1º) Tablero o plancha de cierre BCD, con refuerzos.
- 2º) Flotador EGHJ en su parte posterior. Este flotador tiene sus paredes EJ y CH cilíndricas con centro en O, eje de giro de la compuerta. El flotador en su cara superior EG, tiene una pequeña abertura para rellenar con perdigones en el equilibrado de la compuerta que se describe más adelante. Abertura que se cierra una vez relleno el flotador.
- 3º) Contrapeso K, desplazable en dos direcciones ortogonales, como muestra el sentido de las flechas de la figura.
- 4º) Bastidor BOEG, que sustenta los dispositivos anteriores y los une con su soporte en el eje de rotación O.
- 5º) Bastidor LMNQR de recepción del flotador, que está fijo al eje de sustentación y giro de la compuerta, sin movimiento, para su protección y limitación del descenso máximo de éste.

Con la descripción anterior, la figura nº 47 en b), muestra la compuerta con nivel mínimo o nivel constante en ella y canal de alimentación. Nivel constante que está señalado por la altura h de O eje de giro sobre el fondo o solera del canal donde se instala la compuerta.

En este momento la compuerta está en equilibrio, igualados los momentos de P peso de la compuerta respecto a O con el del empuje F sobre el fondo JH del flotador respecto a O.

Si el nivel en el canal de alimentación se eleva, se sumerge más el flotador, aumentando F y por tanto su momento respecto a O, como el momento de

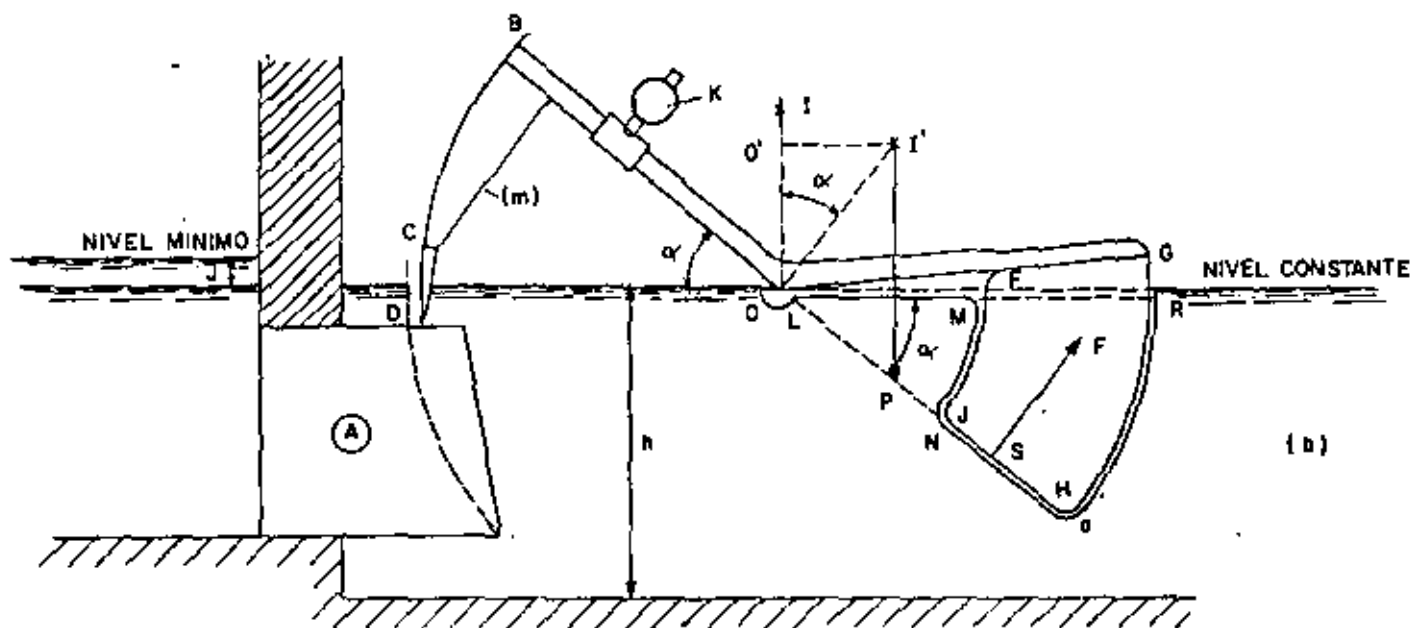
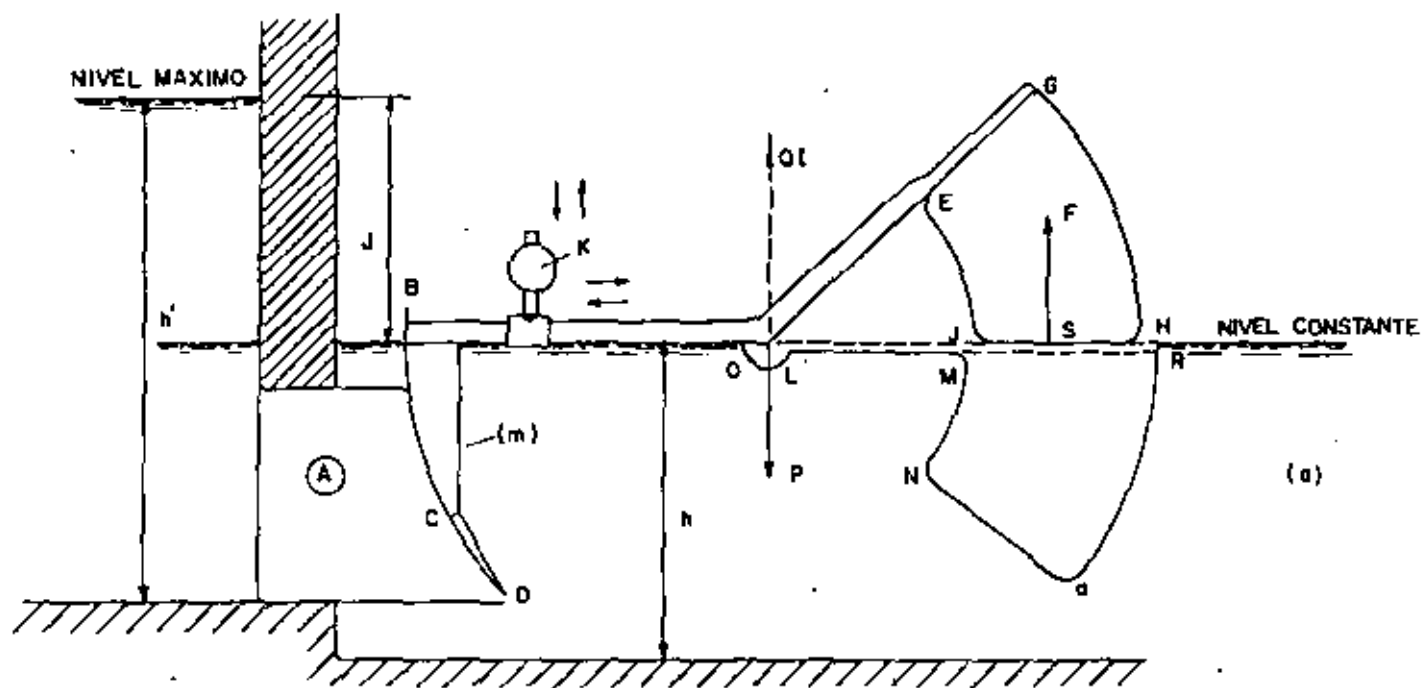


FIG. 47

P respecto a este mismo punto no varia, la compuerta se eleva, hasta equilibrarse ambos momentos.

Si el nivel en el canal de alimentación continua elevándose, el fenómeno descrito se reproduce, hasta el momento en que se alcanza un nivel máximo  $h'$  en el canal de alimentación a), figura nº 47, variable según tipo de la compuerta, en que el centro de gravedad I del dispositivo se encuentra en el plano normal OI al nivel del agua, como muestra la figura en a), siendo el momento de P respecto a O, cero. Con ello, el fondo del flotador JH coincide con el nivel constante y por tanto el empuje F es nulo y la compuerta queda en equilibrio cerrando la toma.

Esto exige, como en el caso de la compuerta de nivel constante aguas arriba, descrita en el epígrafe anterior, las condiciones siguientes:

1º) Que la compuerta cerrando totalmente la toma o canal, como muestra la figura nº 47 (a) a), la parte del bastidor Bo y el fondo del flotador JH, coincidan con el nivel constante que debe mantener la compuerta en el canal donde se instala, que señala la altura sobre el fondo del eje de giro O.

2º) Que el centro de gravedad en la posición de cierre anterior, del dispositivo I, se encuentre en un plano OI, normal en este punto al nivel del agua.

3º) Que las reacciones sobre el eje de giro y superficies cilíndricas sobre las caras cilíndricas del flotador y plancha o tablero de cierre pasen por O.

Con estas condiciones, como en el caso de la compuerta de nivel constante aguas arriba, el equilibrio es independiente del ángulo  $\alpha$ , como se demuestra como sigue:

La compuerta en la posición b) de la figura nº 47, totalmente abierta, está sometida al par de fuerzas P aplicando en I' y P empuje sobre la cara JH del flotador aplicada en su centro de presión S.

La condición de equilibrio es  $P \times O'I' = P \times OS$ .

(1)  $O'I' = OI' \times \text{sen } \alpha = OI \times \text{sen } \alpha$ , siendo  $\alpha$  el ángulo de giro alrededor de O del dispositivo para pasar de la posición a) de la figura nº 47 a la b) de la misma figura.

$$P = p_s \times l (R - r) \left( r + \frac{R - r}{2} \right) \text{sen } \alpha = p_s \left[ \frac{R^2 - r^2}{2} \right] \text{sen } \alpha$$

(2), siendo  $l$  ancho de la compuerta y  $R$  así como  $r$ , los radios respecto a  $O$  de las superficies  $EJ$  y  $GH$  del flotador.  $OS$  distancia del centro de presión  $S$  a  $O$ , como vimos en la compuerta anterior es

$$OS = \frac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \quad (3)$$

Por tanto

$$P \times O'I' = P \times OI \operatorname{sen} \alpha \quad \text{de (1), y}$$

$$P \times OS = p_e \frac{R^2 - r^2}{2} \times \frac{2}{3} \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2} \times \operatorname{sen} \alpha = p_e l \times \frac{R^3 - r^3}{3} \operatorname{sen} \alpha \quad \text{de (2) y}$$

(3).

$$P \times OI \operatorname{sen} \alpha = p_e l \frac{R^3 - r^3}{3} \operatorname{sen} \alpha \quad OI = \frac{p_e l}{3P} (R^3 - r^3) \quad (4)$$

que señala la distancia de  $O$  sobre  $OI$  para el centro de gravedad del dispositivo, independiente de  $\alpha$ , como en la compuerta anterior.

### VI.3.2.- Condiciones de reglaje de este tipo de compuertas

La descripción del principio de trabajo de este modelo de compuerta, conduce a las condiciones de reglaje una vez instalada que damos a continuación.

1er Ajuste.- Lleno el depósito amortiguador que aloja la compuerta, hasta el nivel constante a mantener, acorde con el tipo de ella, se desplaza el contrapeso  $K$  horizontalmente, hasta que la compuerta se mantiene en posición cerrada, como muestra a) de la figura n° 47.

Basta en este reglaje que sin ser el cierre total se aproxime a él. Asimismo, se puede realizar cuando los recorridos del contrapeso son amplios, rellenando el flotador con perdigones u otro tipo de contrapeso, tuercas o tornillos.

2º Ajuste.- Haciendo descender el caudal que circula en el canal que alimenta la toma y por tanto su nivel hasta la altura de  $O$  eje de giro, se desplaza el contrapeso  $K$  verticalmente hasta lograr que la compuerta se abra totalmente o quede próxima a esta posición como se muestra en b), figura n° 47.

Este ajuste como en el caso anterior, se puede realizar rellenando de perdigones o balas el flotador.



Este segundo ajuste no rompe el equilibrio del primero, ya que se traduce en elevar el centro de gravedad sobre OI y aumentar su momento respecto a O, que en la primera posición es nulo.

Con estos ajustes la compuerta está lista para funcionar.

VI.3.3.- Tipos o modelos de compuerta de nivel constante aguas abajo

En estas compuertas, como hemos visto en las figuras n° 45 y 46, - existen dos modelos, una para instalar en toma de canal, y otro para instalar en canal continuo, cuando las oscilaciones de nivel son mínimas.

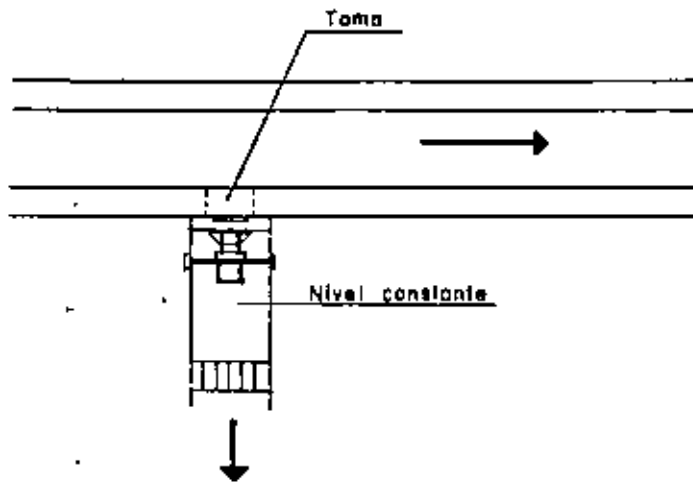


Fig. n° 48

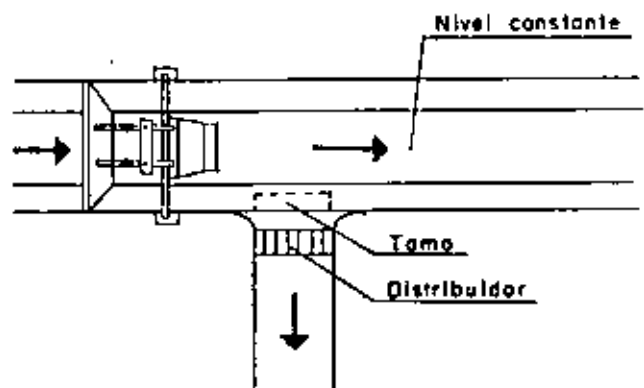


Fig. n° 48

En ambos modelos existen varios tipos, acorde con las dimensiones y forma de la sección del canal donde se instalan y caudal máximo de transporte.

Estos caudales van de 25 l/seg. a 5 m<sup>3</sup>/seg. y producen unas pérdidas de altura entre el nivel del agua máximo y mínimo en el canal de alimentación con el nivel constante a mantener, de 90 a 100 cms. con nivel máximo, y de 12 a 75 cms. para nivel mínimo.

En compuertas que se instalan en canal continuo, los caudales van de 300 l/seg. a 10 m<sup>3</sup>/seg. con pérdidas de altura para nivel máximo aguas arriba de 40 a 200 cms. y de 6 a 30 cms. con nivel mínimo.

Se da por la casa para elegir el tipo adecuado de cada modelo, gráfico que en abscisas tiene caudales en l/seg. en ordenadas pérdida de altura y en líneas transversales su correlación según tipo de compuerta y nivel máximo o mínimo aguas arriba del canal.

La pérdida de altura se señala por J en a) de la figura n<sup>o</sup> 47.

Este modelo de compuerta exige la colocación complementaria de los distribuidores descritos en el epígrafe VI.1, como se muestra en a) y b) de la figura n<sup>o</sup> 48.

El primero con compuerta instalada en canal derivado alimentado — por toma.

El segundo con compuerta instalada en el canal de alimentación.

## VII.- METODOS ESPECIALES DE MEDIDA DE CAUDALES QUE CIRCULAN EN CANALES Y CAUCES

En los capítulos II, III, IV, V y VI anteriores, se han descrito los métodos normales o de uso corriente en la medición del agua de riego en las redes de distribución. No obstante, se pueden presentar situaciones donde no es practicable el uso de los métodos comunes, así como donde medidores y otros instrumentos de fiabilidad son también impracticables.

En los métodos especiales que vamos a describir, el vertedero de Clausen-Pierce y medidores comerciales son empleados en una extensión limitada en las prácticas de riego. Las compuertas calibradas y esclusas son algunas veces empleadas, en especial para grandes descargas de caudal.

El método de control de sección se usa para medida aproximada de

descarga de grandes caudales. Los otros métodos que vamos a describir pueden ser empleados por ingenieros, para la determinación aproximada de caudales, como está indicado por las condiciones especiales existentes y el equipo y personal disponible.

#### VII.1.- Medida por flotador.

La velocidad en un canal o corriente y por tanto el caudal que circula, puede a veces determinarse por el empleo de flotadores de superficie. Se debe elegir para este método un tramo de canal recto y uniforme en sección transversal y pendiente, con un mínimo de oleaje.

Las medidas de la velocidad de la superficie del agua, deben realizarse en los momentos del día con menos viento, ya que con su presencia en las mejores condiciones, a menudo desvía los flotadores de su curso entre las estaciones de medida, por las perturbaciones que produce en la superficie, así como la presencia de corrientes transversales. El ancho del canal debe ser dividido en varios segmentos y se debe determinar la profundidad media de cada uno de ellos.

Los segmentos deben ser más estrechos en los tercios en que se divide el ancho del canal que confronta con sus lados, que en el tercio central. Una vez realizada esta división en segmentos, los flotadores deben ser colocados en el punto medio de las fajas determinadas por los segmentos. La velocidad del flotador en cada faja, después que ha sido ajustado a la velocidad media de ella, multiplicada por su sección, da el caudal que discurre. La suma de las descargas de las diversas fajas proporciona la descarga total.

Ensayos realizados en canales de sección regular, que discurren en tramos rectos bajo condiciones favorables, han conducido a obtener que la velocidad media del caudal es 0'85, de la velocidad en superficie.

Este coeficiente ha sido el promedio de muchas observaciones, habiéndose encontrado que en cierto tipo de canales, puede variar pero que su margen está entre un mínimo de 0'80 a un máximo de 0'95.

Por lo expuesto, el método es de empleo sólo como método aproximado y sólo debe emplearse con sus limitaciones.

Un método empleado en la India ha sido determinar la velocidad en canales con un flotador redondo o tubular. El instrumento consiste en un taco de madera redondo o cuadrado, con diámetro o ancho de 3 a 5 cms., acorde con

su longitud. Este taco es lastrado con un peso para introducirlo en la corriente en posición vertical, con longitud sumergida entre 0'91 y 0'97 de la profundidad del agua.

El método se basa en el supuesto razonable, que la velocidad de un flotador, extendida de la superficie del agua hasta muy cerca del fondo del canal, se aproxima mucho a la velocidad media del agua en toda su altura.

Como se ha indicado para el empleo del flotador de superficie, el método se basa en el supuesto razonable de que la velocidad de una varilla que flota, extendida desde la superficie a una profundidad próxima a la altura de agua en el cauce, representa con bastante aproximación la velocidad media del agua. La corriente se divide en segmentos, de la misma forma que la descrita para el flotador de superficie, exceptuando que velocidades próximas a las paredes del cauce no se miden por este método, suponiendo que en cambio son los  $2/3$  a  $3/4$  de las velocidades en los segmentos adyacentes.

Este método se puede emplear en cauces o canales de taludes irregulares, si son regulares en sección y pendiente. Cuando estas condiciones existen y el flujo es libre, sin cruce de corrientes y remolinos, las medidas del caudal que circula se pueden hacer con un buen grado de seguridad.

Las limitaciones para el empleo de este método son:

- a) Precisa un número excesivo de personas para realizar las medidas.
- b) Es difícil controlar el curso del flotador.
- c) El flotador puede fácilmente ser detenido o entorpecido en su marcha por cualquier ligera irregularidad o residuo en el fondo del cauce.

#### VII.2.- Velocidad por altura de varilla.

Este método es muy sencillo, con medida no costosa, pudiendo emplearse para medidas con gran seguridad de la velocidad del flujo en canales, siempre que las velocidades y alturas de agua no sean demasiado grandes.

Numerosas varillas se han diseñado para este fin y en este apartado describimos la diseñada por la Estación Experimental de San Dimas en el S.E. de California (E.U.A.).

El principio en que se basa esta medición es una simple aplicación del Teorema de Bernoulli al Tubo Pivot, aunque diferente a como se apli

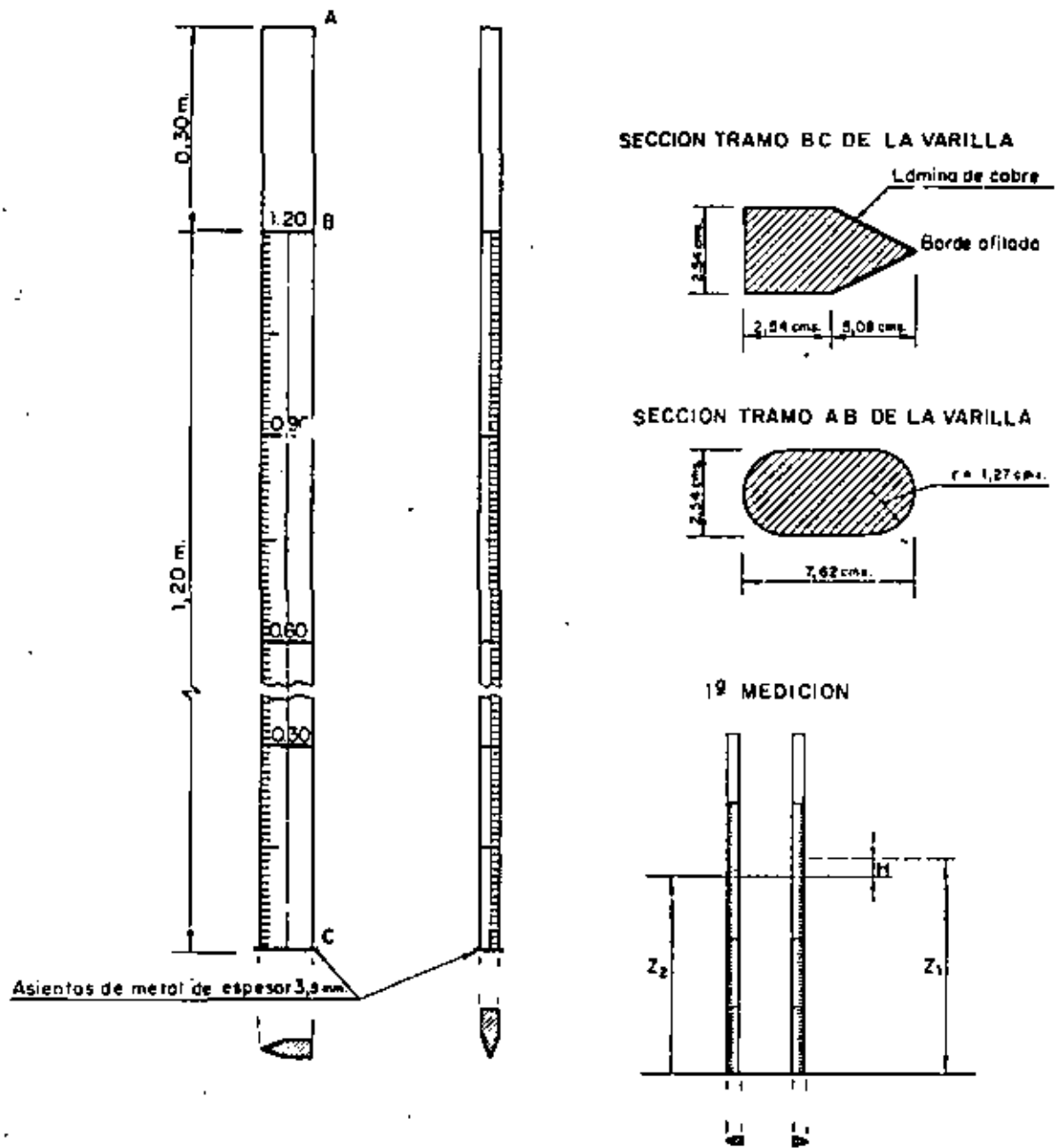


FIG. 49

ca para éste.

La varilla se coloca primero en el agua con su extremo reposando en el fondo del cauce o canal y su parte afilada mirando aguas arriba de éste. La profundidad del agua en este punto, se indica por la lectura en la varilla, despreciando el ligero rizo o arco de la onda. Una vez realizada esta lectura se gira la varilla 180°, mirando su parte afilada aguas abajo de la corriente. Como es lógico, en este caso se produce un resalto hidráulico por la obstrucción del flujo, como se muestra en la figura n° 49, donde se presenta la varilla con su forma y dimensiones, así como su instalación para las dos medidas anteriores.

La altura media de este resalto  $H$  de la figura n° 49, es la diferencia entre las energías de la corriente en la segunda medición con resalto y en la primera sin él, es decir  $z_1 - z_2 = H$ .

Por tanto, energía en la 1ª medida

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

Energía en la 2ª medida

$$z_2 + 0$$

En base que en la segunda medida la velocidad de la corriente en la varilla es 0

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 \quad v_1^2 = 2g(z_2 - z_1) = 2gH \quad v_1 = \sqrt{2gH}$$

Ahora bien, el coeficiente corrector de esta medida es 1 y la - - aceleración de la gravedad  $9.81 \text{ m/seg.}^2$

$H$  en metros y

$v_1$  en m/seg.

Con esta fórmula se puede confeccionar un cuadro que según valores de  $H$  de 0 a 0.45 mts. las diferencias máximas que proporciona la varilla entre  $z_2$  y  $z_1$ , nos daría las velocidades  $v_1$  de la corriente en m/seg.

### VII.3.- Tubo Pitot y su empleo

El tubo Pitot cuyo fundamento y características se describirán con

más detalle en el capítulo II MEDICION DE CAUDALES EN CONDUCCIONES CERRADAS, - consiste en un tubo acodado a 90°, con su extremo afilado como muestra la figura n° 50. Este tubo se introduce en la corriente, como se indica en la figura mencionada, con el extremo afilado mirando aguas arriba de la corriente.

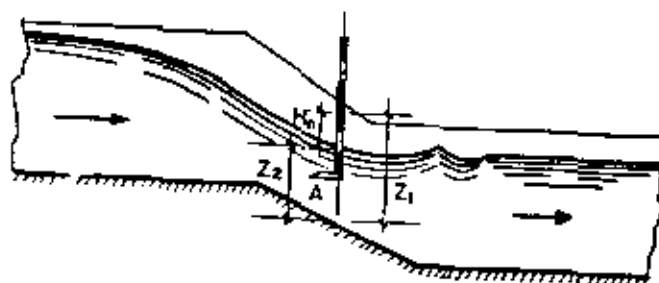


FIG. 50

Como en el extremo afilado A, la velocidad es 0, el agua en el interior del tubo se eleva una altura H, sobre el nivel de la superficie del líquido acorde con la anulaci3n de la energa cin3tica en este punto  $\frac{V^2}{2g}$ , al ser V = 0.

La velocidad de la corriente se computa, como en el caso del medidor de varilla descrito en el epgrafe anterior, por la f3rmula

$$V = \sqrt{2gH}$$

con  $g = 9.81 \text{ m/seg.}^2$  aceleraci3n de la gravedad y

H = altura del agua en el tubo Pitot en mts.

siendo

$$H = z_1 - z_2$$

El tubo Pitot descrito se puede emplear para medir velocidades re-

lativamente altas en canales. Para esto es a menudo posible, colocar el tubo - en un tramo con desnivel o caída, así como en puntos de elevación de la cresta que pueda presentar el canal o bien en un tramo donde la corriente sea rápida.

Con lo expuesto, el método restringe su empleo a secciones del canal con velocidad elevada, ya que un pequeño error en la lectura de la elevación del agua en el  $H$ , que es de escasa magnitud en el caso de pequeña velocidad, conduce a errores apreciables al computar la descarga o caudal que circula.

No obstante esta aplicación, este tipo de medidor tiene restringido su empleo a conducciones cerradas.

La instalación del tubo en canales debe realizarse con las normas de colocación y división en segmentos de la sección, dadas anteriormente para la medición con flotador. Esto es debido a que la velocidad de la sección varía de 0 en las paredes a un máximo en un punto central de ella, y para la descarga se computa la velocidad media de las velocidades en cada punto observado.

#### VII.4.- Método de la velocidad de sales

Este método ideado por el profesor C.M. Allen y P.A. Taylor de E.U.A., está basado en el hecho siguiente:

La sal en solución incrementa la conductividad eléctrica del agua.

El método se ha empleado y emplea en canales abiertos de sección constante, aunque como en el caso del Pitot, su mayor empleo es en conducciones cerradas.

Para su empleo se introduce una pequeña solución de sal en la corriente bajo presión a través de una válvula de cierre rápido, obteniendo la velocidad media por medidas de la velocidad de avance de la solución a lo largo de la corriente.

Para medir la velocidad de avance de la solución se introduce un par de electrodos en la sección transversal de diversos tramos en que se divide la longitud del canal que se observa. Los electrodos van conectados a unas pilas y un medidor de intensidad o galvanómetro, observando su incremento por el paso de la solución y tiempo desde el punto de entrada de ella en la corriente.

El caudal se computa por  $Q = \frac{AL}{T}$



siendo

A la superficie de la sección considerada,

L la longitud o distancia de la sección al punto donde se introduce la solución, y

T el tiempo para llegar a ella.

Si son varias secciones distantes  $L_1, L_2, L_3$  del origen para cada una se obtienen las velocidades

$$V_1 = \frac{L_1}{T_1} \quad V_2 = \frac{L_2}{T_2} \quad V_3 = \frac{L_3}{T_3} \quad \text{y } V \text{ media} = \frac{V_1 + V_2 + V_3}{3}$$

$$Q = AVm$$

A en  $m^2$

Vm en m/seg.

#### VII.5.- Método de dilución de sal

Este método consiste en añadir una solución de sal concentrada de valor conocida a la corriente y por análisis químico determinar su dilución - después que fluye a una distancia suficiente para asegurar una mezcla completa con el agua de la corriente.

La solución debe añadirse a una dosis constante. El método no precisa medir la sección del canal ni distancias.

La base del método es como sigue:

El peso de sal que pasa por el punto de muestreo por segundo, debe ser igual a los pesos de sal que normalmente lleva la corriente y el peso de sal añadido por segundo en la solución concentrada

$$WP + W'P' = (W + W') \times P''$$

siendo

W = peso del agua en Kgs., que descarga por segundo.

W' = peso de solución de sal en Kgs., añadida por segundo.

P = porcentaje en peso de sal natural de la corriente.

P' = porcentaje en peso de sal concentrada añadida.

P'' = porcentaje en peso de sal en la muestra que se analiza.

W' se determina en la solución concentrada que se añade a la corriente.

P, P' y P'' por métodos de titulación

W es por tanto el caudal incognita que circula.

El método es de aplicación especial para medir la descarga en corrientes turbulentas onde los otros métodos son impracticables.

Se precisan grandes cantidades de sal y equipos para dosificar la solución y muestreo, que siempre son costosos.

#### VIII.6.- Método de velocidad por color

Este método sirve para medir caudales que circulan en un canal con elevadas velocidades. Su fundamento es medir el desplazamiento de partes del agua coloreada entre dos estaciones del canal, con disposición similar a la que muestra la figura nº 51. Esta velocidad tomada como velocidad media del flujo, multiplicada por la sección del canal, da el caudal unitario que circula.

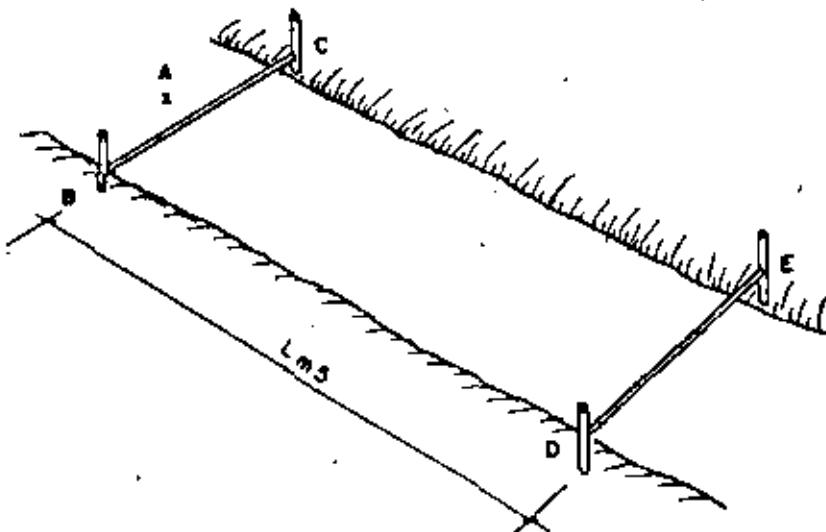


FIG. 51

Fluoresceína comercial o permanganato potásico, se puede emplear como colorante. La primera es un polvo rojo que proporciona color verdoso cuando se disuelve en agua ligeramente alcalina. Este color es muy visible con so-

luciones muy diluidas, en cambio el permanganato precisa solución más concentrada para percibir el color. La concentración adecuada de la dilución debe ensayarse previamente antes de realizar las medidas.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Una cantidad de colorante, contenido en un papel ligero acartonado se introduce de pronto en la corriente, aguas arriba de la primera estación de medida, la A de la figura nº 51, anotando el tiempo en el instante que el agua coloreada pasa por BC. A continuación se anota o mide el tiempo en que pasa por la 2ª estación DE, de la figura mencionada.

La velocidad media si L mts. es la separación entre las dos estaciones y T minutos el tiempo que tarda la masa coloreada en reconocerla

$$V = \frac{L}{T} \text{ m por minuto}$$

El método tiene limitaciones de empleo definidas y longitudes de recorrido necesarias. Debido a la entrada de aire en la superficie del agua -- con velocidades elevadas, diluyen el color en la superficie y es difícil mantener el flujo coloreado en el centro de la corriente, lo cual se traduce en que la velocidad observada sea de la superficie y no la media de la corriente.

#### VII.7.- Método del área de la sección y pendiente

Este método se basa en la pendiente de la superficie del agua en un tramo de canal de régimen uniforme y la sección media del tramo observado.

El caudal que circula se computa por la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} I^{1/2}$$

siendo

A Sección media en m<sup>2</sup>

R Radio hidráulico =  $\frac{\text{Sección media en m}^2}{\text{perímetro mojado del canal en mts.}}$

I Pendiente de la superficie del agua en tanto por uno

n Coeficiente de rugosidad que depende de las características constructivas del canal.

El perímetro mojado del canal es la suma del ancho de su solera más la longitud de las paredes laterales que moja el agua que circula.

La sección media es la sección del canal que ocupa el agua que - -  
circula.

Para el empleo de este método se debe elegir un tramo recto del ca-  
nal y que al menos su longitud esté entre 60 y 300 mts. Este tramo debe estar  
exento de rápidos, contracciones, expansiones o resaltos por irregularidades -  
en el fondo.

La pendiente se obtiene dividiendo la altura del agua en la sección  
de cabeza y sección final del tramo y su diferencia dividida por la longitud -  
del tramo da el valor de I. Para este fin en las dos secciones antes menciona-  
das, se disponen pocillos de medición, para tranquilizar el agua y evitar osci-  
laciones en la altura.

El factor  $n$  puede variar de 0'01 a 0'06, el primero para un canal -  
bien construido y con paredes pulidas, y el segundo para canales en tierra o re-  
vestidos con materiales rugosos.

La elección de  $n$  es donde radica la dificultad del método, por ello  
la descarga computada por este método es aproximada.

Existen libros de Hidráulica con los valores de  $n$  según tipo de ca-  
nal.

#### VII.8.- Cómputo del caudal que descarga sobre presas o azud

Existen en muchos cauces o conducciones a cielo abierto, presas o  
diques que cruzan la corriente, vertiendo el agua sobre su cresta.

La fórmula que proporciona el caudal que vierte es

$$Q = C \times L H^{3/2}$$

siendo

L en mts. el ancho del dique

H en mts. la altura de agua que vierte

C un coeficiente corrector que depende de la forma de la -  
cresta.

Cualquiera de los métodos descritos anteriormente, pueda servir pa-  
ra conocer Q y determinar C para la estructura que se tenga.

#### VII.9.- Medidores de corriente

Los medidores de corriente sirven para determinar la velocidad en  
una zanja o canal en tierra y canal de obra, utilizando el instrumento que va-

mos a describir, que consiste en una rueda que gira cuando se introduce en el agua midiendo por un dispositivo eléctrico complementario de que va provisto, el número de revoluciones por minuto de esta rueda, que se correlaciona con la velocidad que el agua que circula incide en la rueda.

Los dos medidores de uso corriente consisten como muestra la figura n° 52 en 6 copas cónicas montadas en un eje vertical, el ideado por Price y de cuatro paletas de goma montadas en un eje horizontal, el de Hoff que se muestra en la figura n° 53.

Estos tipos de medidores de corriente son de empleo normal en las conducciones a cielo abierto de los regadíos de California, E.U.A.

Pasando a su descripción, el primero de Price con copas cónicas que giran alrededor de un eje vertical, al introducirlo en una corriente giran las copas por la incidencia del paso del agua y se determina o mide el número de revoluciones.

El número de revoluciones del dispositivo o fracciones de revolución se miden por el operador a través de un dispositivo eléctrico de que va provisto el instrumento, como se muestra en B) de la figura n° 54.

Este número de revoluciones está calibrado con la velocidad de paso del agua por el instrumento.

El segundo medidor de Hoff, como se muestra en la figura n° 53, consiste en 4 paletas o helices de goma montadas en un eje horizontal que giran al ser introducidas en la corriente como en el caso anterior. Este medidor presenta la ventaja de no ser afectado por remolinos o turbulencias. Es muy empleado para medir velocidades de corrientes que descargan en final de conducción de estaciones de bombeo.

Estos medidores de corriente, según la profundidad del cauce donde se emplean, están montados en varillas de altura regulable sobre el fondo del mismo, designada por A en las figuras 52 y 53, o bien de cable de suspensión en medidas de cauces de gran ancho y profundidad. Utilizando puentes, pasarelas o bien plumas o brazos de suspensión.

El mecanismo base de estos medidores es, que la rueda con las copas o álabes que giran por acción de la corriente y a su vez el número de vueltas, está correlacionado con la velocidad de incidencia de la corriente que se mide.

El número de revoluciones se mide a través de un circuito eléctrico

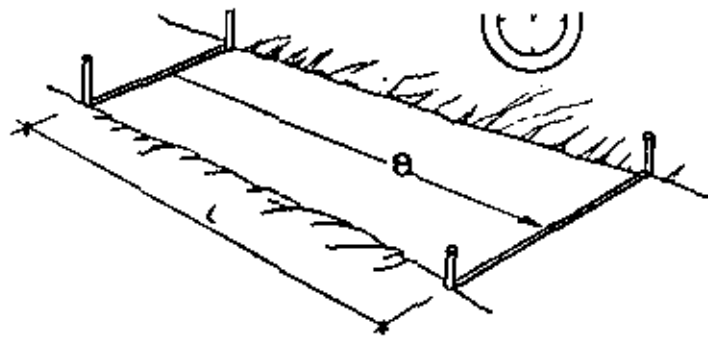


FIG. 51'

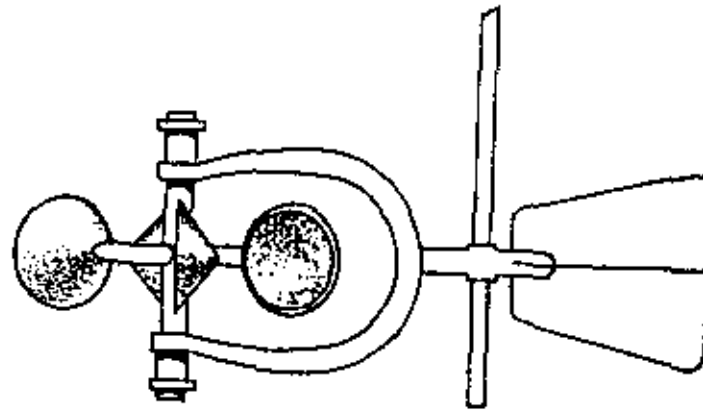
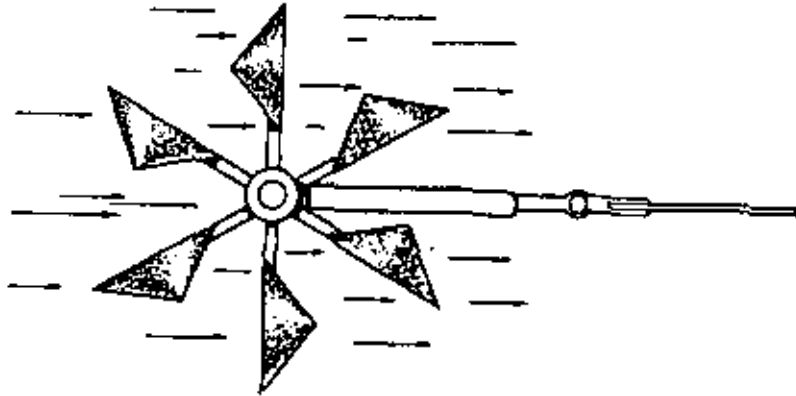


FIG. 52

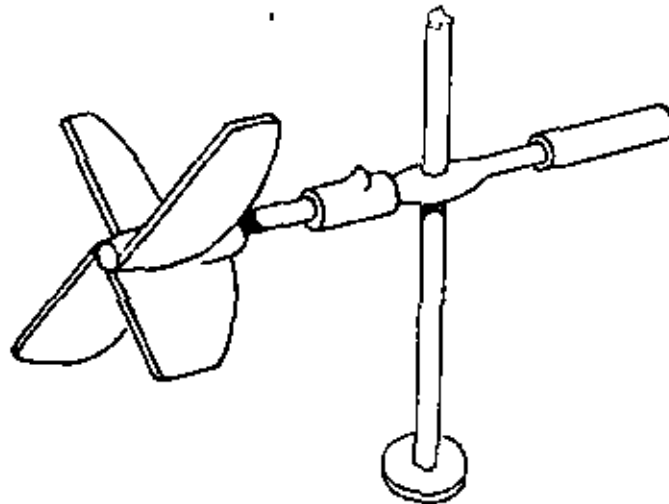


FIG 53

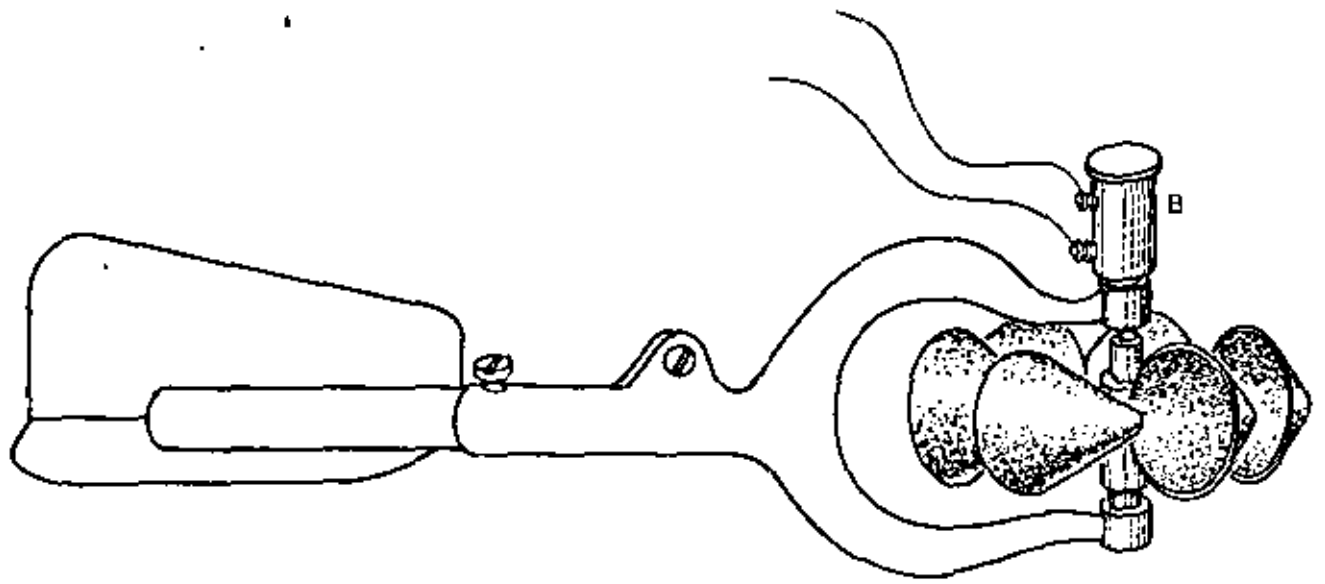


FIG. 54

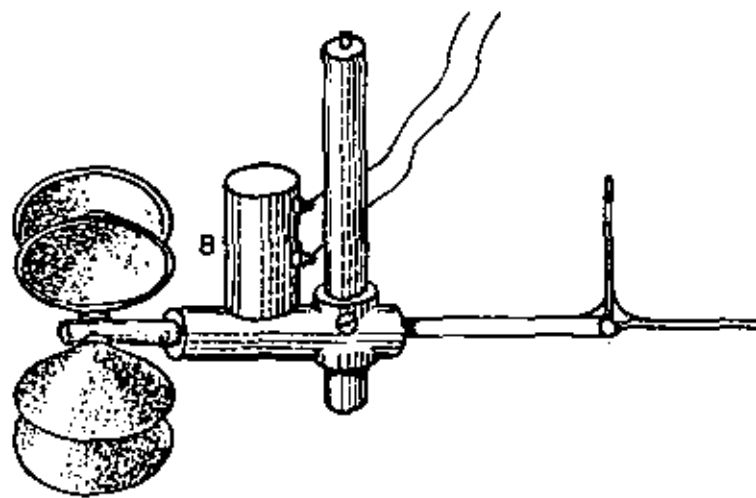


FIG. 55

co, que se interrumpe en cada vuelta o revolución por intermedio de dispositivos a este fin, como son los designados por B en las figuras n° 54 y 55 conectados a los cables que miden con estas revoluciones el número de vueltas o velocidad de la corriente, acorde con el coeficiente de correlación del instrumento.

Las figuras n° 54 y 55 muestran dos medidores de corriente tipo de copa, el primero con eje vertical y el segundo con eje horizontal. El medidor de copa con eje horizontal, fué especialmente diseñado para la medida de corrientes superficiales que sin embargo conducen grandes caudales para ser medidos por vertederos y donde el empleo del medidor de copa de eje vertical presenta el inconveniente de no dar medidas con seguridad. También es de empleo en grandes canales con velocidades muy pequeñas del agua.

#### VII.9.1.- Condiciones para el empleo de medidores de corriente

Los medidores de corriente descritos, que en esencia son medidores de la velocidad de la corriente, normalmente exigen para su empleo, un dispositivo que cruce la corriente apoyado en las paredes o cajeros del canal, o bien puentes cuando éste es de gran magnitud o cauces naturales de anchura apreciable.

En el caso de medición en cauces naturales de gran anchura, es necesario la utilización de lancha para realizar las mediciones en puntos donde no se produzca oleaje o torbellinos.

Para el empleo del medidor, debe establecerse en el ancho de la corriente que se mida un punto o estación cero. Este punto es el de referencia para las distancias horizontales que a partir de ella desde donde deben realizarse las mediciones de la corriente o velocidad.

A tenor de la norma anterior, los sondeos y lecturas de medidas de corriente se realizan a intervalos regulares, que normalmente oscilan de 0'60 a 3 mts. acorde con el ancho de la corriente. Las lecturas o su programación deben realizarse o establecerse, donde se perciban cambios bruscos en la velocidad o profundidad, medida que es necesaria para establecer la normativa de medición.

Con lo anterior, nos encontramos con una serie de lecturas en diversos puntos del ancho del cauce y a distinta profundidad, de cuyo conjunto debe obtenerse una velocidad media en cada segmento vertical en que ha sido di



vidido el cauce. Para obtener esta velocidad media existen varios métodos que vamos a describir en los epígrafes siguientes.

Añadimos sobre lo expuesto, que las medidas en profundidad de la velocidad o en dirección vertical, se hacen normalmente con distintas normativas, pero siempre como mínimo en número de dos, a 6 cms. y 24 cms. de profundidad, medidos a partir de la superficie de la corriente.

La media de estas lecturas es la velocidad media, y en el caso de que la corriente sea de poca profundidad para realizar las dos lecturas anteriores, se puede tomar una a 18 cms. para obtener la velocidad media.

Pasamos dentro de la normativa o condiciones de carácter general anteriores, a describir los Métodos para determinar velocidades medias.

#### VII.10.- Métodos para determinar velocidades medias en corrientes de agua

Los métodos de uso normal para determinar velocidades medias en corrientes, para cada vertical de los segmentos en que ésta debe dividirse son:

- a) Método de los dos puntos
- b) Método de los seis décimos
- c) Método de la curva de velocidad vertical
- d) Método por debajo de la superficie
- e) Método de integración
- f) Método de los dos décimos
- g) Método de tres puntos
- h) Método continuo de un sólo punto.

Antes de describir estos métodos en líneas generales, diremos que la corriente en su ancho debe dividirse al menos en 20 o más segmentos. Se exceptúa de esta norma, pequeñas corrientes en que basta que los segmentos tengan como mínimo un ancho de 30 cms. La división en segmentos se establece de forma que la diferencia de descarga o caudal que circula en cada uno, no supere el 10 ó 5%, frente a la descarga de los segmentos verticales que con él confrontan.

Después de esta aclaración, la descripción de los métodos anteriores es como sigue:

Método a).- Consiste en medir la corriente o velocidad de ella a dos profundidades de 6 y 24 cms. de la superficie. Este método no se emplea si la profundidad de la corriente es menor de 60 cms.

Método b).- Las mediciones se hacen a profundidades múltiples de 0'6 de la profundidad de la corriente, a partir de la superficie y se emplea cuando el método a) no se puede emplear.

Método c).- Consiste en medir la velocidad a profundidades con intervalos regulares de 15 cms. o superiores y calcular la media aritmética de estas lecturas, para encontrar el valor medio de una curva obtenida dibujando en abscisas las lecturas de profundidades y en ordenadas las velocidades.

Método d).- Este método se basa en realizar las mediciones a profundidades próximas a la superficie y la lectura afectarla por 0'885 ó 0'95 - acorde con la profundidad, velocidad y naturaleza de la corriente que se mide o del fondo del cauce.

Método e).- El método se basa en observaciones y lecturas del medidor a lo largo de una línea vertical de la corriente, por descensos suaves del mismo y uniformes, así como elevaciones una o varias veces.

Método f), g) y h).- Son métodos los tres basados en unas relaciones previamente establecidas para la sección observada, entre la verdadera - descarga y las velocidades observadas por estos métodos.

Los métodos indicados son aplicables en secciones o cauces que no sufren cambios serios, por erosión, sedimentación u otras deformaciones.

Se describen con amplitud en la Publicación nº 888 del Servicio - Geológico de E.U.A.

De estos métodos los más usados en canales son el de los dos puntos y el de los seis décimos.

#### VII.11.- Fórmulas para computar el caudal que circula

Los métodos que vamos a describir son los aprobados por el Bureau of Reclamation en E.U.A., en base de computar el caudal que circula con las mediciones de velocidad obtenidas con los medidores de corriente.

Los métodos son:

- a) Método de la Sección media recomendado por el Servicio Geológico de E.U.A.
- b) Regla parabólica de Simpson's.

Ambos métodos se basan en la suma de los caudales parciales que circulan por cada uno de los segmentos o fajas verticales en que se divide el cauce.

En el primero de estos métodos, la profundidad del agua y velocidad media se miden en cada uno de los segmentos o fajas verticales en que se divide la corriente transversalmente en el punto medio de su ancho. La primera con una sola lectura que corresponde al ancho total, la segunda velocidad media empleando uno cualquiera de los métodos descritos anteriormente.

Aclararemos que en este método, como normalmente ocurre cuando el ancho de los segmentos no es uniforme, la medición de profundidad y velocidad media se realiza como sigue:

Tenemos una estación de partida de mediciones o estación cero en el ancho del cauce y a partir de ella a la derecha tres puntos de ancho que distan  $L_1$ ,  $L_2$  y  $L_3$  de la estación anterior, como se ve en la figura nº 56. - El ancho de sección a la que se aplica la medición es

$$\text{En el punto A} \quad \frac{L_1}{2} + \frac{L_2 - L_1}{2}$$

$$\text{En B} \quad \frac{L_2 - L_1 + L_3 - L_2}{2}$$

y así sucesivamente si existen más puntos de medida y misma normativa para puntos a la izquierda del punto Q.

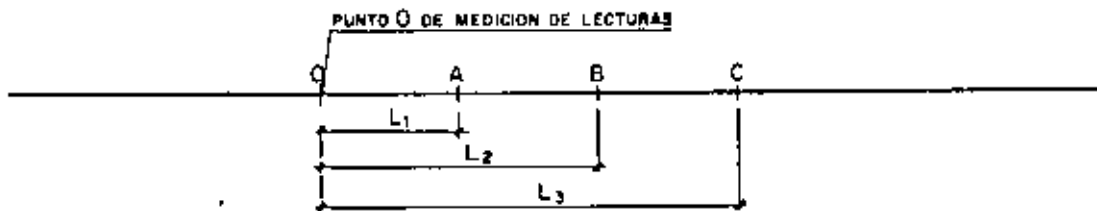


Fig. 56

Con ello, si en A la profundidad es  $h_A$  y en B  $h_B$ , así como las velocidades medidas por el Método a) de los dos puntos, descrito anteriormente, en A  $V'_A$  a 16 cms. y  $V''_A$  a 24 cms. y en B  $V'_B$  a 16 cms. y  $V''_B$  a 24 cms.

Caudal que circula en el segmento vertical A en  $m^3/\text{seg.}$

$$q_A = \frac{V'_A + V''_A}{2} \cdot \left( \frac{L_1}{2} + \frac{L_2 - L_1}{2} \right) \times h_A$$

Caudal que circula en el segmento vertical B

$$q_B = \frac{V'_B + V''_B}{2} \cdot \left( \frac{L_2 - L_1 + L_3 - L_2}{2} \right) \times h_B$$

y así sucesivamente, con caudal total  $Q = q_A + q_B + \dots$

En ocasiones para cauces de pequeña anchura el caudal de descarga se computa como sigue:

Si  $h_A$  y  $h_B$  son las profundidades en dos segmentos que está dividida la corriente de ancho  $L$  mts. y  $V_A$  y  $V_B$  las velocidades medias, obtenidas por cualquiera de los métodos anteriores

$$Q = L \frac{h_A + h_B}{2} \left( \frac{V_A + V_B}{2} \right) \text{ en m}^3/\text{seg.}$$

El método de la regla parabólica de Simpson's computa el caudal que circula, para pares consecutivos de áreas elementales, con el supuesto de que las velocidades medias y profundidades del agua para tres líneas consecutivas de medición están ligadas por un arco de parábola, como se muestra en la figura n° 57.

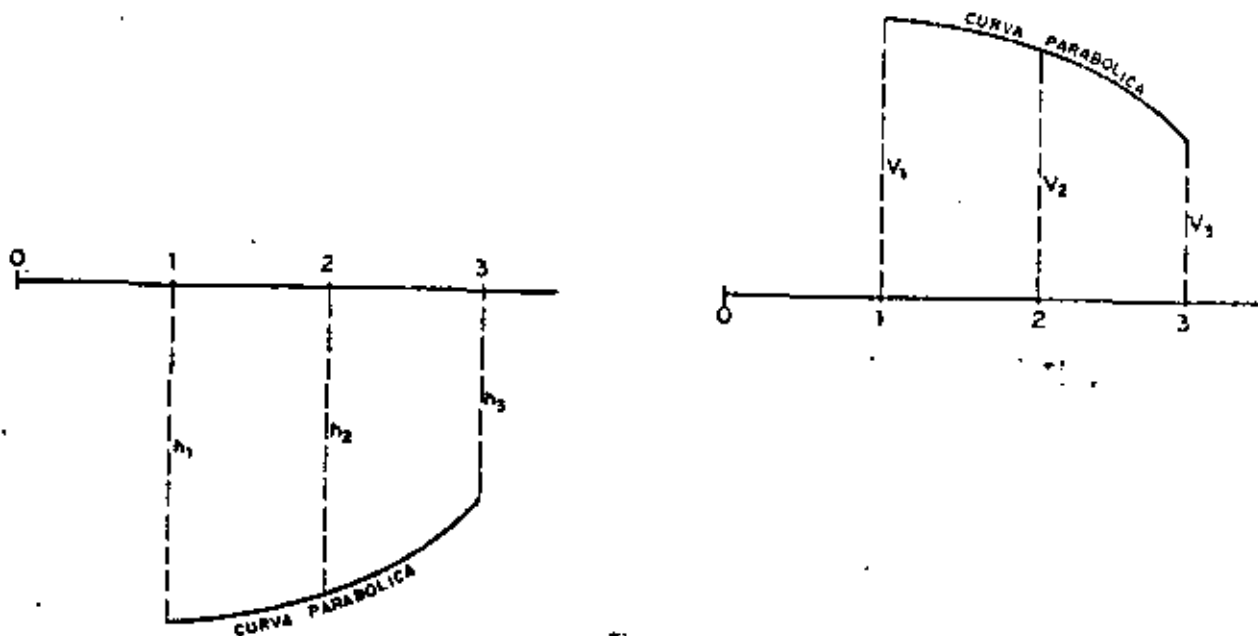


Fig. 57

La descarga para cada dos fajas definidas como muestra la figura nº 57 es:

$$Q' = \frac{V_1 + 4V_2 + V_3}{3} \left( \frac{h_1 + h_2 + h_3}{3} \right) \times L$$

siendo L distancia en mts. entre dos verticales.

Este método es de aplicación especial en canales en tierra viejos o cauces naturales, que normalmente tienen sección parabólica en su recorrido total o en sus trayectos parciales.

#### VII.12.- Alcance de las medidas de corriente

Las medidas de los caudales que circulan por un canal, empleando medidores de corriente, deben realizarse a intervalos de altura que asegure la confección con seguridad de gráficos o tablas, de su correlación con velocidades de la corriente, sección y curvas de caudales.

Normalmente el agua es enviada al canal durante la época de riegos gradualmente, con ello pueden realizarse con tiempo buenas medidas para las condiciones de funcionamiento del canal durante este período.

La elección del punto del canal para realizar las mediciones y establecer la estación para este fin, es de carácter permanente, por tanto una curva de caudales unitarios según alturas de agua puede realizarse con este carácter, para todo el período de desarrollo vegetativo que atiende el riego, unida a la acumulación de limo en el fondo al final del período, que disminuye o varía el tirante de agua al final del período de servicio. Este hecho debe tenerse en cuenta al computar el caudal que circula, afectando la lectura con el factor de corrección correspondiente.

Cada vez que un canal se somete a limpieza, durante la estación de riego, se afecta a la relación de caudales que circulan. En cambio, entre estas relaciones radica la fuente de error principal y dificultades que presenta el empleo de hidrógeno en canales de riego.

Por ello, el punto de emplazamiento de la estación de medida debe estar libre de influencia de caudales que viertan, cambios de la pendiente o estructuras de control que pueden existir aguas arriba.

Estas dificultades son las que afectan el alcance o garantía de las medidas en corrientes, añadiendo que el punto de instalación de la esta-

ción no debe estar afectado por el crecimiento de malas hierbas. En algunas instalaciones donde agua circula con velocidades bajas, los problemas de sedimentación pueden afectar a las medidas.

La lectura de alturas para determinar el caudal que circula, debe realizarse no sólo diariamente, sino en ocasiones dos o tres veces al día, -- por ello en ciertas estaciones es necesario la instalación de hidrógrafos para recopilar las variaciones de nivel y el empleo de sondas de precisión para computar la profundidad del cauce.

A este fin, damos las figuras n° 58 y 59, mostrando la primera un hidrógrafo y la segunda una sonda alpina.

### VII. 13.- Calibración de compuertas y esclusas

Es o puede ser no sólo deseable, sino necesario en muchos de los trabajos de distribución del agua de riego, la medida del caudal de agua que pasa a través de compuertas y esclusas, así como las condiciones para determinar todo o parte del caudal total. Esto necesita la calibración de compuertas y esclusas.

En la calibración de una unidad individual de compuerta, la descarga puede ser medida por uno de los métodos standard descritos en otros apartados de estas instrucciones. Normalmente, una serie de medidas de descarga se realizan acordes con diversas aberturas de la compuerta y la altura empleada -- en el trabajo se une a cada medida anterior. Estas medidas son recopiladas en tablas, proporcionando la descarga en  $m^3/seg.$  por cada abertura y serie de alturas de trabajo.

En la calibración de esclusas que requiere secciones calibradas, -- se puede utilizar el medidor de corriente. Ahora bien, puede ser practicable -- para el calibrado de la sección, emplear un vertedero temporal aguas arriba de la sección, siempre que se disponga de caída suficiente. La calibración consiste en medir descargas de caudal con varias profundidades en esclusas, relacionándolas. El canal debe ser la sección regular y libre de entorpecimientos de la corriente aguas arriba, tales como depósitos, compuertas múltiples, operaciones de apertura sin compensar, ondas y otras influencias distorsionadoras.

Una de las compuertas de uso más extendido para la calibración de compuertas es la compuerta medidora Armco. En la figura n° 60 se muestra esta compuerta con sus detalles. En ella la compuerta deslizante de sección circu--

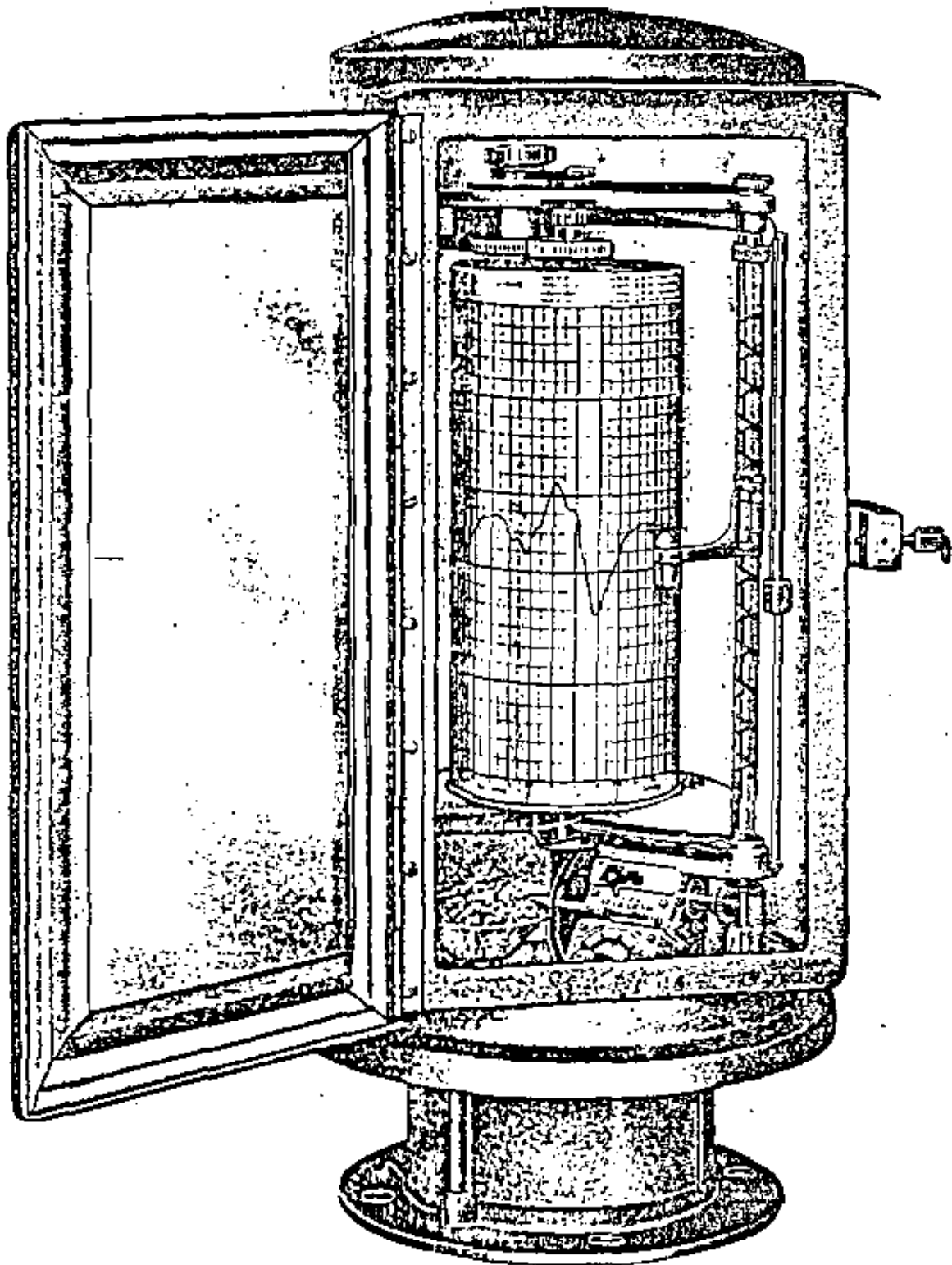


Figura 58

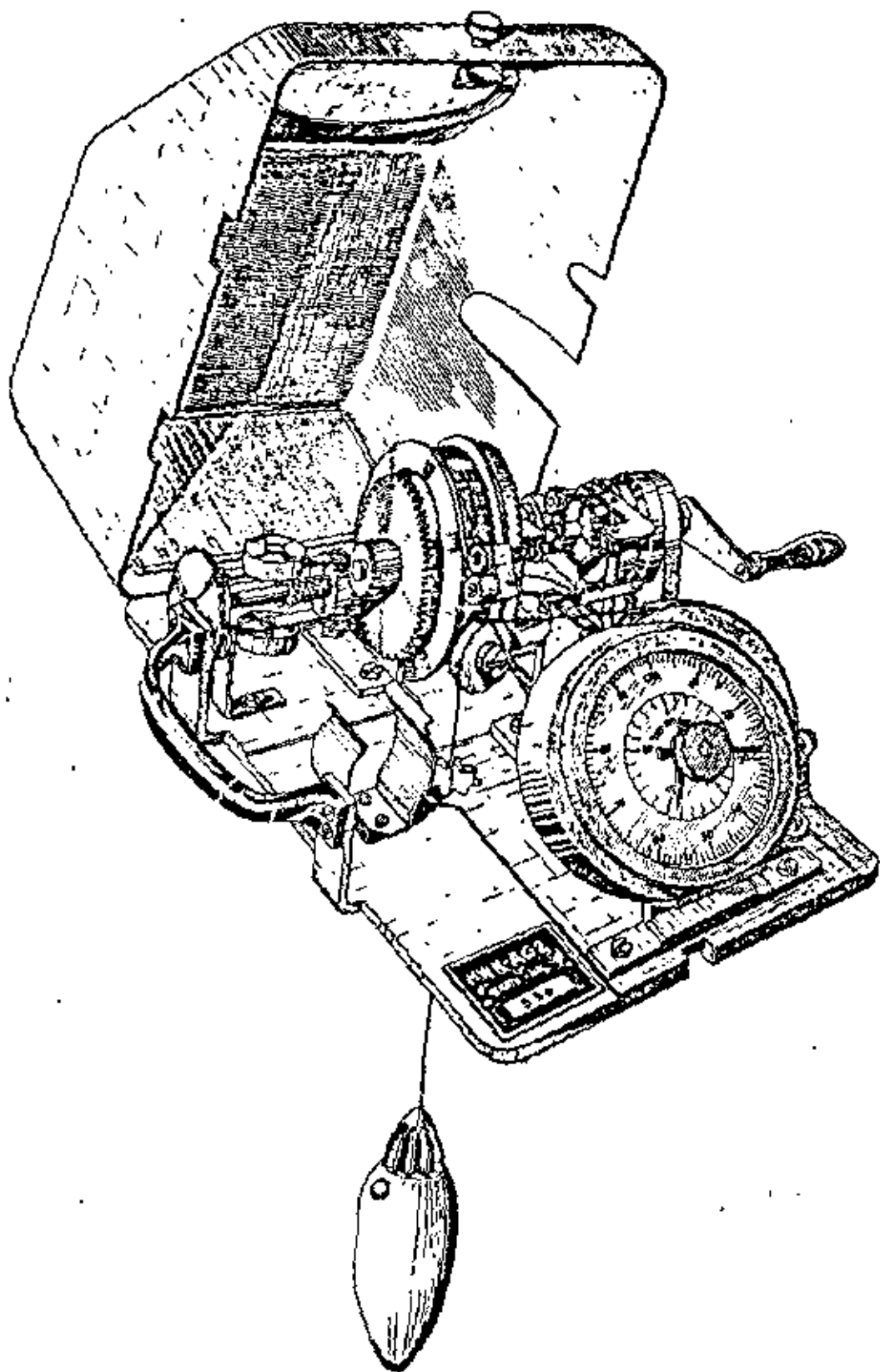


Figure 59 129



lar A), se encuentra instalada en el extremo final aguas arriba de la tubería corrugada B). El extremo final aguas abajo de esta tubería debe estar en todo momento sumergido, para ello existe el codo final C) corrugado.

En este dispositivo de medida el codo corrugado C), trabaja como se ha dicho anteriormente, en sumergencia y FG es la mínima sumergencia, con valor 0'30 mts., menos las pérdidas en el tubo corrugado, para mayor longitud de éste superior a 6 mts.

IE es el fondo del canal, al que vierte o sirve la toma.

Los pocillos de medida se designan en la figura por D y E. El pocillo D mide la altura de agua en el tubo corrugado y el E en en canal de alimentación. La diferencia  $\Delta H$  es la que proporciona según la sección abierta en la compuerta A, la descarga.

Los diámetros normales de los tubos corrugados que se utilizan son de 0'20 a 1'50 mts.

Asimismo, el valor mínimo de h es 15 cms. y el de la separación del orificio que comunica la tubería corrugada con el pocillo D, 0'30 mts.

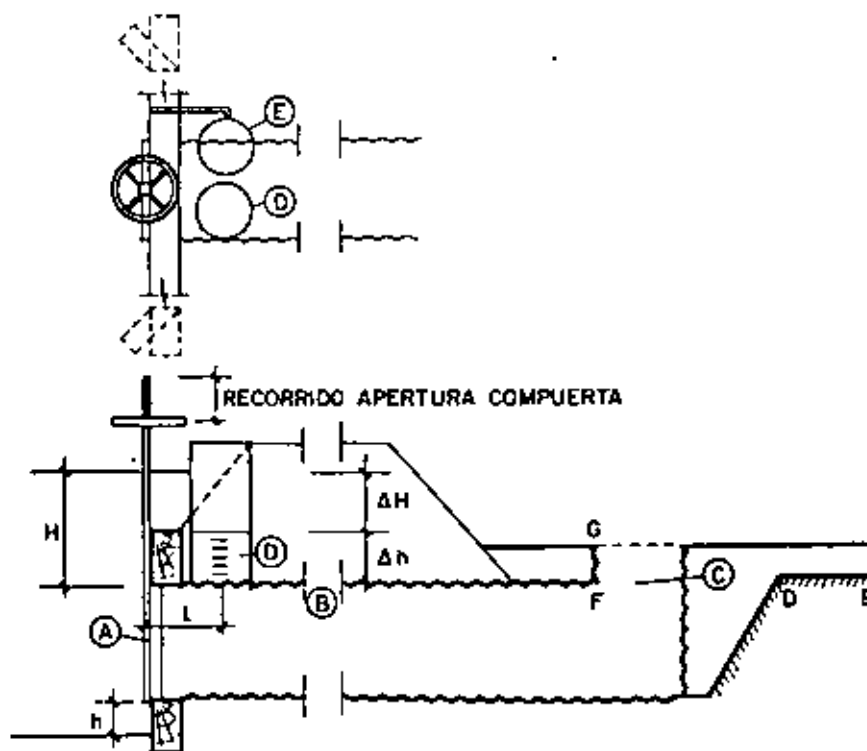


FIG. 60

## VIII.- MÉTODOS DE MEDIDA EN CONDUCCIONES DE PRESIÓN

Para la medida de los caudales que circulan por una conducción a presión, disponemos de los métodos siguientes:

- a) Tubo Pitot
- b) Medidor Venturi
- c) Boquillas de caudal
- d) Orificios en pared delgada
- e) Método de la velocidad de sales disueltas
- f) Método colorimétrico de velocidad
- g) Método californiano de la tubería
- h) Método de contadores de agua
- i) Método de las coordenadas del chorro.

### VIII.1. Tubo Pitot

La esencia del tubo Pitot, como ya indicamos en epígrafes anteriores, es un tubo acodado que se introduce verticalmente en el flujo de la corriente, como muestra la figura n<sup>o</sup> 61, apuntando la parte acodada directamente aguas arriba de ella. Si aguas arriba de CD se instala otra rama AB y circula agua en la dirección de la flecha, se produce una diferencia de nivel  $h$  entre las dos ramas, a causa del hecho siguiente.

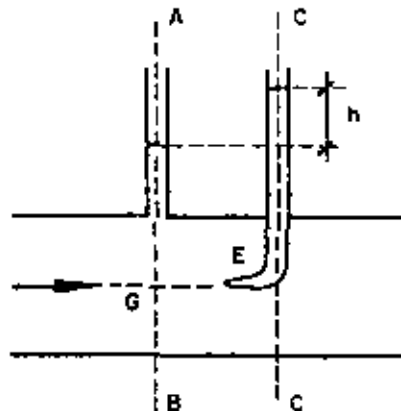


Fig. 61

En la sección AB, tomando como plano de comparación el eje de la conducción, la energía  $\frac{P_1}{P_e} + \frac{V^2}{2g}$ , siendo  $p_1$  la presión en la conducción en  $\text{Kg/cm}^2$  y  $P_e$  peso específico del agua en  $\text{Kg/cm}^3$ , es decir cms. de altura de agua a partir del eje de la conducción FG, y  $V$  la velocidad de la corriente.

Por efecto del accedado, el punto E es punto de velocidad 0. Por tanto, energía en CD,  $\frac{P_2}{P_e} + 0$ , siendo  $p_2$  la presión en la conducción para esta sección y el agua se elevará en CD una altura a partir del eje de la conducción CE =  $\frac{P_2}{P_e}$  en cms.

El teorema de Bernoulli aplicado entre la sección AB y CD y teniendo en cuenta que en este proyecto la pérdida de energía es despreciable da:

$$\frac{P_1}{P_e} + \frac{V^2}{2g} = \frac{P_2}{P_e} + 0 \quad v^2 = 2g \left( \frac{P_2}{P_e} - \frac{P_1}{P_e} \right)$$

expresión, que según el teorema anterior,

$$\frac{P_2}{P_e} > \frac{P_1}{P_e} \quad \text{y} \quad \frac{P_2}{P_e} - \frac{P_1}{P_e} = h, \text{ diferencia de nivel en los dos}$$

tubos.

$$v^2 = 2gh \quad v = \sqrt{2gh} \quad (1) \text{ que nos proporciona la velocidad en el eje de la conducción.}$$

Quando la presión en la conducción es elevada, esto conduce a elevaciones en los tubos AB y CD excesivas, en este caso los dos tubos se conectan con una rama en U, como muestra la figura nº 62. Esta rama contiene mercurio con peso específico relativo  $p'_e = 13'57$

Con esta disposición, en la superficie de nivel G' G''m la presión en G' es igual a la presión en G''.

$$\text{En G'' presión} = p_1 + F' G'' \times p'_e$$

En G' presión =  $p_2 + F' G' \times p_e$ , ya que al ser en E la velocidad 0, la presión en CD que comunica la conducción  $p_2$ , será mayor que la  $p_1$  que comunica en AB, con velocidad  $V$ .

Con ello, al ser  $F' G' = h$  diferencia de nivel del mercurio en las

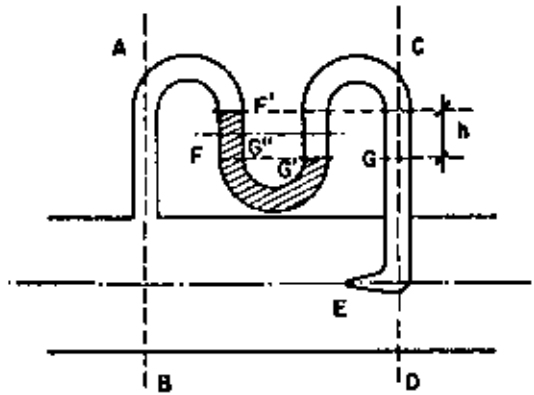


Fig. 62

ranas es  $\underline{U}$ .

$$p_1 + h \times p'_e = p_2 + h \times p_e$$

dividiendo los dos miembros por  $p_e$ , tenemos:

$$\frac{p_1}{p_e} + h \frac{p'_e}{p_e} = \frac{p_2}{p_e} + h ; \quad \frac{p_2}{p_e} - \frac{p_1}{p_e} = h \left[ \frac{p'_e}{p_e} - 1 \right] \quad (2)$$

$p'_e$  es el peso específico del mercurio y  $p_e$  del agua

$$\frac{p'_e}{p_e} = 13.57$$

(2) queda como sigue:

$$\frac{p_2}{p_e} - \frac{p_1}{p_e} = h (13.57 - 1) \quad (5)$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la sección AB y la CD

$$\frac{p_1}{p_e} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{p_e} + 0 \quad V_1^2 = 2g \left[ \frac{p_2}{p_e} - \frac{p_1}{p_e} \right]$$

y teniendo en cuenta el valor (5)

$$v^2 = 2g h (13'57 - 1) \quad (4)$$

Resumiendo, con la disposición de la figura nº 1

$$v^2 = 2g h \quad (5)$$

Con la disposición de la figura nº 2

$$v^2 = 2g h (13'57 - 1) \quad (6)$$

Ecuaciones que permiten evaluar la velocidad  $V$  en la conducción.

El caudal se computa por  $Q = A \times V$ , siendo  $A$  la sección transversal de la conducción, en la misma unidad que  $V$  ( $m^2$  y  $m/seg.$ ), ( $cm^2$  y  $cm/seg.$ ). Es decir, el valor de  $Q$  es  $m^3/seg.$  ó  $cm^3/seg.$ , que multiplicamos  $\times 1000$  ó divididos por  $1000$ , da  $Q$  en  $l/seg.$

La sección de la conducción con presión de uso normal es la circular. Pues bien, si en esta sección circula un caudal  $Q$  en  $l/seg.$ , la velocidad varía del centro de la conducción a las paredes. Siendo máxima en el eje y mínima en las paredes. La velocidad media se obtiene, dividiendo la superficie de la sección de la conducción en un número de coronas circulares cuya velocidad se determina con el tubo Pitot.

De esta forma, la parte acodada del tubo, se coloca en la tubería desde el eje de la conducción a diversas distancias de ella, coincidiendo con la zona media de las diversas coronas circulares, en que se ha dividido la sección total.

Tenemos  $n$  coronas circulares, con velocidades  $V_1 \dots$  a  $V_n$ .

La velocidad media es  $\frac{V_1 \dots V_n}{n} = V$ , siendo  $V_1 = \sqrt{2gh_1}$  ó

$$\sqrt{2g (13'57 - 1) h_1} \quad \text{según el dispositivo de las figuras 1 y 2.}$$

Las limitaciones que en su empleo presenta el tubo Pitot, se centran en que si las velocidades del agua en la conducción son pequeñas, la diferencia de nivel entre los tubos  $AB$  y  $CD$  puede ser inapreciable.

Este dispositivo de medida se describe ampliamente en publicación de la American Society of Mechanical Engineers.

Por otro lado, la instalación de un tubo Pitot, debe ir condicionada a la incidencia del biselado de su extremo final  $E$  en la medición de alturas y asimismo a la distancia mínima de separación entre las Romas  $AB$  y  $CD$ , del dis

positivo de medida del Pitot.

#### VIII.1.1. Modificaciones introducidas en el tubo Pitot para la medida de caudales en conducciones cerradas

La utilización del tubo Pitot en la medición de caudales en conducciones cerradas, obliga a la medida de la presión en la conducción en otro punto próximo al que se instala el Pitot. Presión que siempre es menor que la señalada en el Pitot, ya que está afectada por la altura cinética debida a la velocidad  $\frac{v^2}{2g}$ . La medición de esta presión, que en algunas manuales se designa como estática, se mide normalmente en la pared de la conducción y no en su eje central, estando por tanto disminuida en la presión que representa la altura de agua sobre el eje de la conducción. Asimismo, es medida que se realiza en un punto distante con mayor o menor longitud, del que se instala el piezómetro y se encuentra afectada por tanto en este trayecto de las pérdidas por rozamiento, lo que obliga a un factor de corrección para determinar el valor de la velocidad. Este factor lo suministra el constructor del instrumento o se determina experimentalmente previamente a su empleo.

Este modelo de tubo Pitot ha sido descrito anteriormente y señalado su coeficiente corrector, que normalmente oscila de 0'80 a 0'89.

Modificación del instrumento descrito es el tubo transversal que muestra la figura n° 63 (a). Consiste en un tubo de pequeño diámetro, con un pequeño agujero u orificio taladrado en uno de sus lados, que se denomina orificio de impacto, y otro en la cara opuesta que se denomina de trayecto.

El tubo se inserta a través de orificios opuestos en los lados de la tubería, colocando el pequeño orificio de impacto cara a la corriente, como se muestra en la figura n° 63 (b). En esta posición por el fundamento del tubo Pitot, al producirse velocidad cero a la entrada del orificio, la presión en su interior será la correspondiente a la que impera en la conducción más la correspondiente a la altura de velocidad.

En el otro orificio del tubo opuesto al anterior, orificio de trayecto que mira la corriente aguas abajo, la presión será la de la conducción sin el valor de la energía cinética  $\frac{V^2}{2g}$ , al no ser 0 la velocidad de la corriente en este punto.

Con ello, tenemos un presión  $p_2$  en el primer orificio, mayor que la que existe  $p_1$  en el segundo.

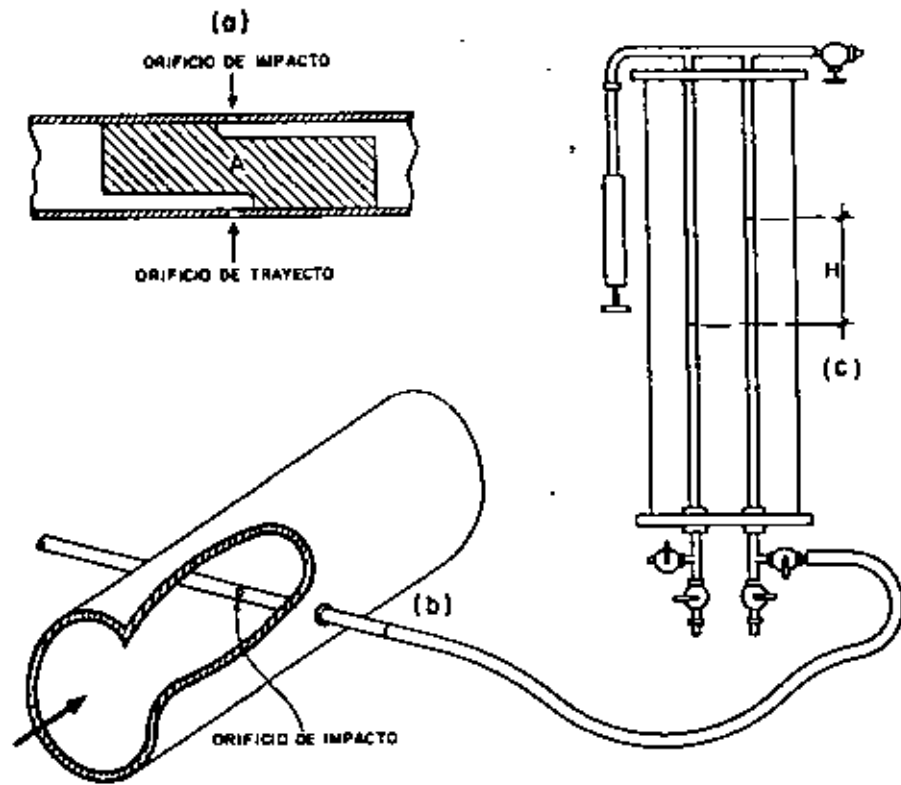


Fig. n° 63

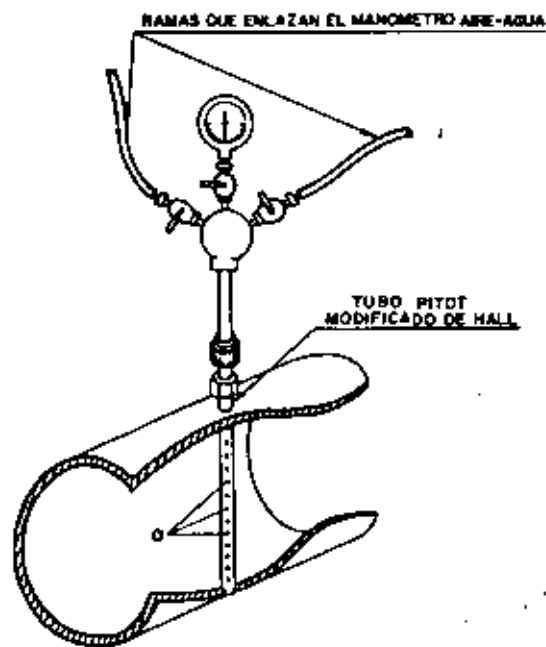


Fig. n° 64

Aplicando Bernoulli en este pequeño trayecto

$$\frac{P_2}{P_e} + 0 = \frac{P_1}{P_e} + \frac{v^2}{2g} \quad v^2 = 2g \frac{P_2 - P_1}{P_e} \quad (1)$$

El tubo Pitot descrito, que muestra en a) figura n° 63, lleva en su interior una pieza A, que separa la parte derecha e izquierda del mismo, la primera queda comunicada con el orificio de impacto y la segunda con el de — trayecto.

De esta forma, instalado el tubo en una conducción cerrada como se muestra en b) figura n° 63, cada extremo de él se une con una conducción de go ma al dispositivo de medida c) de la figura n° 63.

El dispositivo descrito, es el manómetro de caudal de Collins, empleado para la medida de caudales que circulan en plantas de bombeo. Su empleo es casi exclusivo por la Compañía de producción eléctrica de California (E.U.A.)

Para la medida de la diferencia de altura de presión que provoca — el Pitot descrito, entre el orificio de impacto y en el de trayecto, base para conocer la velocidad de la corriente, se emplea el manómetro de aire-agua que se muestra en c) de la figura n° 63.

El diseño de este manómetro está basado en que la diferencia de al tura H en sus ramas, es igual a dos veces la altura de velocidad de la corrien te.

Otra variación del método del tubo Pitot, es el medidor de Caudal de Cox, que se muestra en la figura n° 64. Consiste en un tubo de Hall, diseñado con varios orificios a), de la figura mencionada, para integrar las velo cidades a través de la tubería, conectado como en el caso anterior a un manó- metro aire-agua.

De esta forma, el tubo no hay que desplazarlo para realizar medi- das en puntos de la sección transversal de la conducción y obtener la veloci- dad media, bastando una sola medida para ello.

#### VIII.2.- Medidor Venturi

Este medidor, como muestra la figura n° 65, está basado en el prin- cipio siguiente.

Toda conducción, que experimente de una sección AB a otra CD próxi



ma, una reducción de sección, según el Teorema de Bernoulli, la energía en la sección AB es igual a la energía en la sección CD, suponiendo que no se producen pérdidas de energía en el trayecto de AB a CD.

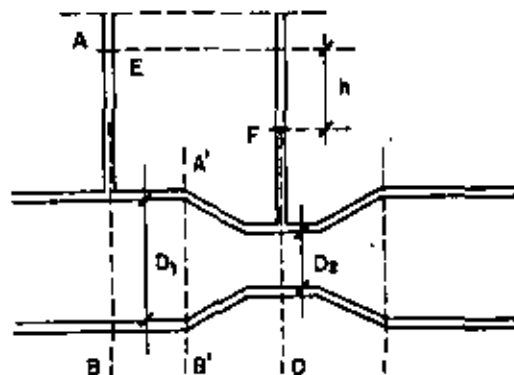


Fig. 65

Según el principio de conservación de masa, el caudal que pasa por AB es igual al caudal que pasa por CD.

(1)  $A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2$ , siendo  $A_1$  y  $A_2$  las secciones en AB y CD de la conducción y  $V_1$ ,  $V_2$  las velocidades en ellas de la corriente que circula.

Por tanto, según Bernoulli,

Energía en AB = Energía en CD.

Energía en AB =  $\frac{p_1}{\rho_e} + \frac{V_1^2}{2g}$  siendo  $p_1$  la presión en AB de la conducción.

Energía en CD =  $\frac{p_2}{\rho_e} + \frac{V_2^2}{2g}$  siendo  $p_2$  la presión en CD de la conducción.

A mayor velocidad menor presión, por tanto  $p_1 > p_2$ , ya que  $V_1 < V_2$

$$\frac{p_1}{\rho_e} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho_e} + \frac{V_2^2}{2g} \quad \frac{p_1}{\rho_e} - \frac{p_2}{\rho_e} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (2)$$

Como  $V_2 = \frac{A_1 \times V_1}{A_2}$  de (1) sustituyendo en (2)

$$\frac{p_1}{p_e} - \frac{p_2}{p_e} = \frac{\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \times V_1^2 - V_1^2}{2g} \quad V_1^2 = \frac{2g \left(\frac{p_1}{p_e} - \frac{p_2}{p_e}\right)}{\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 - 1} \quad (3)$$

En la fórmula anterior  $\frac{p_1}{p_e} - \frac{p_2}{p_e} = h$  de la figura nº 65 y siendo

la sección de la conducción circular  $A_1 = \frac{\pi D_1^2}{4}$  y  $A_2 = \frac{\pi D_2^2}{4}$  siendo

$D_1$  y  $D_2$  los diámetros en las secciones AB y CD.

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{D_1^2}{D_2^2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \quad \text{por tanto}$$

$$\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^4 = r^4 \quad \text{siendo } r \text{ la relación de diámetros en}$$

las secciones AB y CD.

La ecuación (3) queda

$$V_1^2 = \frac{2gh}{(r)^4 - 1} \quad \text{y} \quad V_1 = \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}} \quad (4)$$

que nos proporciona la velocidad del agua en la conducción en la sección AB.

El caudal es  $Q = A_1 \times V_1 = A_1 \times \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}}$  y

$$A_1 = \frac{\pi D_1^2}{4}$$

Fórmula que es afectada por un factor de corrección determinado experimentalmente para el medidor.

$$Q = C \times A_1 \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}} \quad (5)$$

siendo

C = Factor de corrección del medidor

$A_1$  = Sección del medidor en AB en  $m^2$

h = Diferencia de nivel en mts. entre las ramas AB y CD

r = Relación de los diámetros de las secciones AB y CD

$$r = \frac{D_1}{D_2}$$

Los inconvenientes y ventajas que presenta el uso de este medidor, podemos resumirlos como sigue:

- a) Ser demasiado caro para los sistemas de distribución del agua de riego, excepto en grandes estructuras.
- b) No encontrar en algunos modelos, tamaños y proporciones para su aplicación en estructuras de riego.

Como ventajas presenta las siguientes:

- a) Ser de mayor seguridad en sus medidas que la mayoría de los otros dispositivos de medición.
- b) Poderse adaptar no sólo a canales y tuberías, sino dentro de estas últimas a los pequeños ramales de distribución.
- c) No tienen ninguna movilidad las partes que integran el medidor y precisa pequeñas atenciones.
- d) Permite preparar fácilmente tablas y diagramas que proporcionen el caudal para diversas alturas de nivel  $h$  en las ramas del medidor, incluso unir un recordador de lecturas.
- e) La conexión de presión aguas arriba, se establece a una distancia mitad del diámetro de la conducción, es decir de la rama AB por encima de A'B' reducción de sección y la de presión aguas abajo en FD, diámetro mínimo de la reducción.

Estos medidores se adaptan a tuberías con diámetro superior a 5 cms.

(50 mm.)

Normalmente están contruídos en hierro fundido o bronce, habiéndose realizado algunos en hormigón.

El inconveniente principal de estos medidores radica en que los de gran tamaño no se construyen standar para las prácticas de riego, y por tanto

su tamaño, forma idónea, así como coeficientes correctores para su empleo, son desconocidos.

### VIII.3.- Boquillas de caudal

El principio que rige el empleo de estos medidores de caudal es similar al del medidor Venturi.

La boquilla, como muestra la figura n° 66, es un medidor Venturi simplificado y acortado para eliminar el largo difusor que sigue a la reducción de sección.

La boquilla está diseñada de forma tal, que el flujo de agua a través de la sección, es un chorro recto cilíndrico sin contracción, con lo cual su coeficiente es similar al del medidor Venturi.

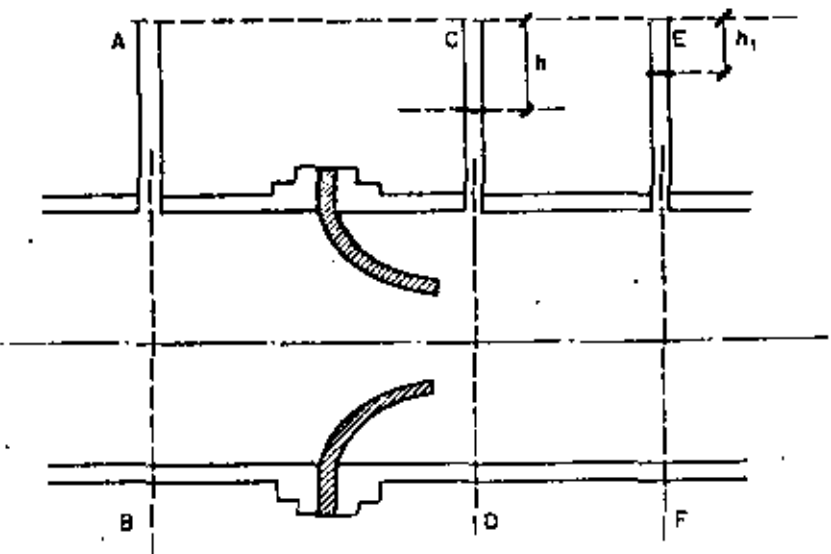


Fig. 66

En estos medidores el chorro se expande bruscamente al salir de la boquilla, provocando un alto grado de turbulencia y mayor pérdida de carga que en el medidor Venturi, donde el difusor que sigue a la reducción de sección, suprime la turbulencia mencionada.

La presión observada es la de la corriente, antes de que comience a girar por efecto de su reducción en la boquilla. Es decir en AB final de - - ella.

La pérdida de carga por efecto del medidor es  $h'$  de la figura n° 66. Este tipo de medidores al no contar con una normativa estándar de mo

delos, ha sido poco usado en la medición del agua de riego.

La fórmula que da el caudal que circula es como en el caso anterior

$$Q = CA_1 \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}}$$

siendo

$$A_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} \text{ sección de la conducción CD}$$

C = coeficiente

h = diferencia de nivel en las ramas AB y CD

$$r = \frac{D_1}{D_2} \text{ relación de diámetros}$$

En ambos casos, para estos dos medidores, si la presión en la conducción es elevada, se unen las dos ramas de medida de presión por otra en U como muestra la figura n° 67, y en forma similar a lo indicado para este caso en el tubo Pitot.

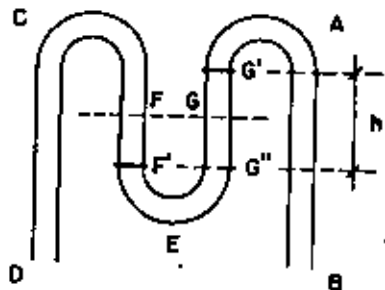


Fig. 67

La rama en U tiene mercurio en FEG, cuyo nivel es FG sin circular - agua.

En el momento que circula agua por la conducción la presión en A,  $p_1$  es mayor que la presión en B,  $p_2$ , descendiendo el nivel del mercurio en la primera rama de F a F' y elevándose en la segunda de G a G', siendo  $F'G'' = GG'$ .

Con ello se establece una diferencia de nivel entre el mercurio de

las ramas  $h_1$ .

Como se indicó en el tubo Pitot este  $h_1$  está ligado al  $h$  que figura en la fórmula de estos medidores.

$$Q = CA_1 \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}} \text{ por la relación siguiente:}$$

$$\frac{P_1}{P_e} - \frac{P_2}{P_e} = h = h_1 (13'57 - 1), \text{ que es el que entra en la fórmula}$$

anterior, quedando

$$Q = CA_1 \sqrt{\frac{2gh_1 (13'57 - 1)}{(r)^4 - 1}}$$

#### VIII.4.- Medidor de orificio en pared delgada

Desde los días que se comenzó a sentir la necesidad de medir el agua suministrada al riego, este tipo de medidor se ha usado en canales, siempre que se dispusiera de suficiente tirante o altura.

Consiste en un plato de pequeño espesor, que se instala en una conducción, como muestra la figura nº 68, siguiendo el principio que rige las medidas a realizar, similar al del medidor Venturi.

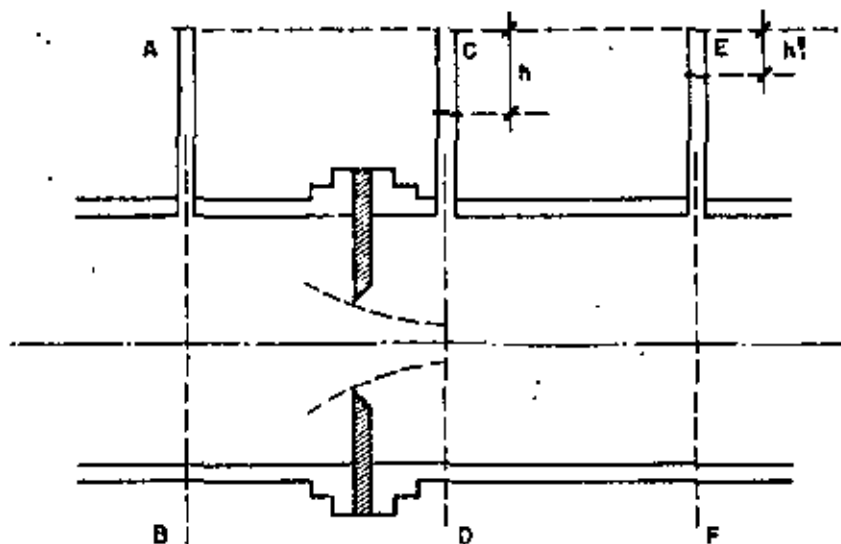


Fig. 68

En este medidor la conexión del tubo que mide la presión aguas arriba AB de la sección donde se instala, se realiza a una distancia próxima al — diámetro de la tubería, a partir del punto de colocación del orificio.

La presión del chorro que pasa a través del orificio varía de un mínimo en la sección más contraída del chorro a un máximo que se presenta a una distancia de 4 ó 5 veces el diámetro del orificio, aguas abajo de la conducción, desde el plato del orificio.

La conexión del tubo CD que mide la presión en el chorro, se realiza en la parte más contraída de la vena, para obtener la mayor diferencia de h.

Esta distancia se determina en base de datos, que figuran en manuales standard de hidráulica.

La fórmula del caudal es como en los medidores anteriores

$$Q = CA_2 \sqrt{\frac{2gh}{(r)^4 - 1}} \quad \text{con los tubos AB y CD sin conexión y}$$

$$Q = CA_1 \sqrt{\frac{2gh_1 (13.57 - 1)}{(r)^4 - 1}} \quad \text{con los tubos AB y CD en conexión}$$

y medición de las diferencias de nivel con mercurio.

Los valores de C en estos medidores oscilan de 0.599 para  $r = 0.20$  a 0.60 para  $r = 0.71$ .

Lo cual prueba casi la constancia de C con distintos valores de r, pudiendo adoptarse valor medio de 0.60.

La desventaja de estos medidores es producir una elevada pérdida de carga  $h_1$  de la figura nº 68, superior a la que se obtiene con el medidor Venturi.

#### VIII.5.- Método de la velocidad de sales disueltas

Este método ha sido comprobado por el Profesor C.H. Allen y E.A. Taylor, basándose en el incremento de conductividad eléctrica del agua con arreglo a la difusión de sal que presenta.

Este método se usa satisfactoriamente en canales de sección transversal constante, como se indicó en epígrafe anterior, pero su uso más amplio es para la medida de caudal en conducciones cerradas.

En este método, pequeñas cantidades de solución salina contrastada,

se introducen en la conducción, bajo presión utilizando aditamento de válvula - para este fin, aprovechando mayor presión de la conducción aguas arriba.

La velocidad media del agua se obtiene midiendo la velocidad con — que se mueve la solución a lo largo de la corriente. Para ello, un par de electrodos están instalados en una sección transversal de la conducción, aguas abajo donde se inyecta la disolución salina, midiendo el tiempo que tarda esta solución en recorrer el espacio entre el punto de inyección y el de medición.

El momento del paso del agua con la solución por el punto donde se encuentran instalados los electrodos, se acusa por el aumento de conductividad que se mide.

La distancia o separación entre electrodos debe ser aquella que permita detectar rápidamente el aumento de conductividad y el paso del agua con solución salina entre ellos.

A los electrodos se suministra corriente eléctrica y se conectan a un galvanómetro con recordador, que relaciona las variaciones de conductividad con el tiempo.

El gráfico de incremento de conductividad que se acusa en el galvanómetro con el tiempo, indica el paso del agua con la solución salina por el — par de electrodos. Asimismo, se producen dos áreas delimitadas entre las ordenadas del tiempo de inyección de la solución salina y en el que se percibe conductividad máxima, como muestra la figura nº 69.

Estas áreas son A y B y sus centros de gravedad 1 y 2, como indica la figura mencionada.

Pues bien, el tiempo que se mide es el que señala en abcisas de 1 a 2.

La fórmula que proporciona el caudal es:

$$Q = \frac{AL}{T}$$

siendo

A = Sección de la conducción

L = Distancia entre el punto de inyección y el de instalación de los electrodos.

T = Tiempo en segundos medido de 1 a 2.

Este método precisa equipo y personal especializado para su empleo y es costoso.



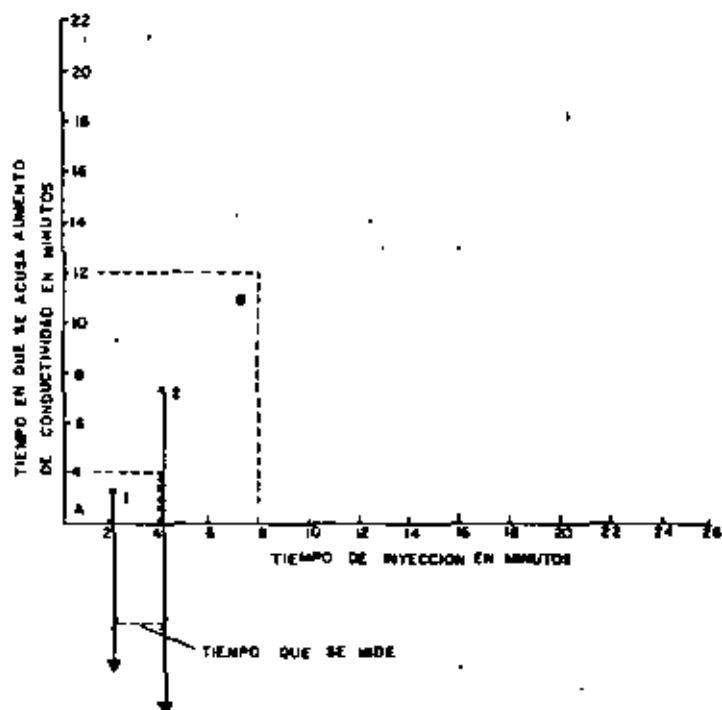


Fig. 29

### VIII.6.- Método colorimétrico de velocidad

Este método se usa asimismo, en canales con elevada velocidad del agua que circula, como se expuso en el epígrafe anterior.

El método en conducciones forzadas, consiste en medir el tiempo que tarda un colorante introducido en un punto de ella, en recorrer una distancia a otro punto de observación situado aguas abajo..

Los colorantes que normalmente se emplean son fluoresceína y permanganato potásico y otro cualquier colorante. El primero es un polvo rojo que produce un color verdoso cuando se disuelve en agua ligeramente alcalina. Este color se aprecia con soluciones muy diluidas.

El procedimiento que se sigue en esta medida es: una pequeña cantidad de colorante se introduce en un punto de la conducción, aguas arriba de - - aquel que se utiliza de observación, utilizando una bomba de inyección de alta presión.

El tiempo de observación que corresponde al paso del colorante por el punto de la conducción señalado para este fin, se fija entre aquél en que se inicia la aparición del agua coloreada en el tubo que existe para este fin y en el que la masa de agua adquiere la máxima coloración, es decir media de estos - tiempos. El tiempo total en recorrer la distancia entre estos puntos de inyección y observación, será el transcurrido entre el que se introduce el colorante y el valor media anterior.

El caudal será el valor de la velocidad así obtenida  $V = \frac{L}{T}$  con

$Q = A \times V$ , siendo  $A$  la sección de la conducción.

El método ha sido discutido en el Boletín nº 376, del Departamento de Agricultura de E.U.A. Asimismo, es de aplicación sólo en conducciones de gran longitud.

Es método que da resultados con gran margen de seguridad, si el punto de observación dista bastante del de inyección.

El método, sin embargo, para asegurar la observación y medidas, precisa medios óptimos adecuados que recuerden el paso del color.

#### VIII.7.- Método californiano de la tubería

B.R. Vanleer ha desarrollado un método en 1922, para medir el caudal que sale por el extremo final de una conducción horizontal, parcialmente llena, descargando libremente en el aire.

También se puede emplear este método para la medida de descarga en pequeños canales, cuyo caudal puede derivarse por una tubería horizontal, fluyendo sin llenarla totalmente y descargando libremente en el aire.

Se muestra en la figura nº 70 de estas disposiciones.

El empleo del método precisa tener en cuenta las normas siguientes:

- a) La tubería de descarga D debe estar nivelada y totalmente horizontal.
- b) La descarga en la tubería D debe realizarse con ésta parcialmente llena, como muestran las líneas de agua (a), (b) y (c) de la figura.
- c) La descarga debe realizarse libremente al aire.
- d) La velocidad de aproximación debe ser mínima.

La longitud L del tubo debe ser, como mínimo, seis veces el diámetro de la conducción  $D_1$ .

Asimismo, la condición del apartado d), se obtiene con las disposiciones de la figura nº 70. En 1) enlazada a una conducción A ó grupo de bombeo con dispositivo AB de gran diámetro que atenúe la velocidad de llegada del agua a D. En 2) enlazada a un pequeño canal, realizando en el punto donde se instala el tubo una arqueta amortiguadora de velocidad.

La cota base del empleo de la fórmula que damos a continuación es la  $h_1$  de ambas figuras, distancia del borde superior de la conducción U, a la lámina de agua que discurre en este punto de salida.

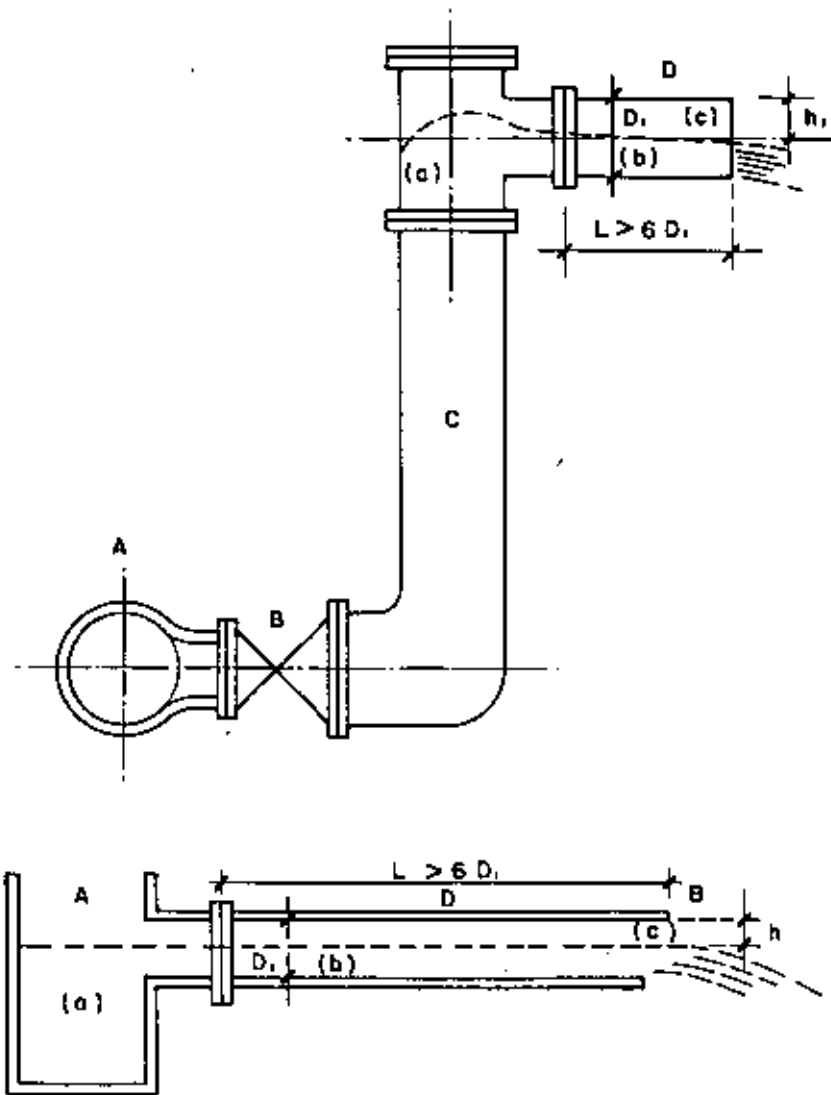


Fig. 70

La fórmula obtenida experimentalmente es:

$$Q = 4'685 \left[ 1 - \frac{h_1}{D_1} \right]^{1'68} \times D_1^{2'48}$$

Q caudal en m<sup>3</sup>/seg.

h<sub>1</sub> distancia en mts. medida en la salida de la conducción desde el nivel de la superficie del chorro que descarga al interior de la tubería en su parte superior.

D<sub>1</sub> diámetro de la conducción en mts.

#### VIII.7.1.- Dispositivo para la medida de la altura del agua en el extremo de la conducción

Para facilitar la lectura de  $h_1$  de la figura n° 70 del sistema Californiano descrito, se ha ideado el dispositivo que se muestra en la figura n° - 71, que se instala en el extremo final de la conducción, muy próximo a él.

El nivel como es lógico, se mide en un tubo de vidrio graduado designado por A en la figura n° 71, conectado al dispositivo B de medición, instalado en el interior de la conducción, por una tubería de goma C. La instalación del dispositivo debe realizarse de forma que el tubo de vidrio graduado con el indicador a, de su lectura en ab el diámetro interior de la conducción.

Se desprende como es lógico, que midiéndose la altura desde la parte superior de la conducción, el 0 del tubo graduado esté en  $h$ . La ranura E de que va provisto el dispositivo B, colocado en el interior de la conducción, — traslada la altura de agua en el interior de la conducción al tubo de vidrio graduado.

#### VIII.7.2.- Medida por orificio instalado en final de la conducción

Este método de medida aunque no es su fundamento similar al del método Californiano descrito, y si en cambio al expuesto en el epígrafe VIII-4 — Orificio en pared delgada, con la diferencia de ser su descarga libre al aire, hemos creído más acertado por unidad de criterio en la clasificación, describirlo en este epígrafe.

En la figura n° 72 se muestra el dispositivo para este método. Su examen da como base del dispositivo un tramo de conducción designado por AB en la figura, de 1'50 mts. de longitud mínima, que lleva instalado a 0'60 mts. de la salida un manómetro de agua o de resorte, para medir la presión del agua en este punto de la conducción. Esto indica que el funcionamiento del dispositivo es a conducción llena. Esta conducción cuando se instala debe estar totalmente horizontal.

Asimismo, el dispositivo lleva instalado en B, extremo final del — tramo de conducción AB, una cubierta roscada que permite colocar en su interior platos con orificios de diverso diámetro y siempre de valor menor que el de la conducción. El detalle del dispositivo se muestra en b) de la figura mencionada y en c), vista frontal del mismo, con el plato E instalado en su interior. En -

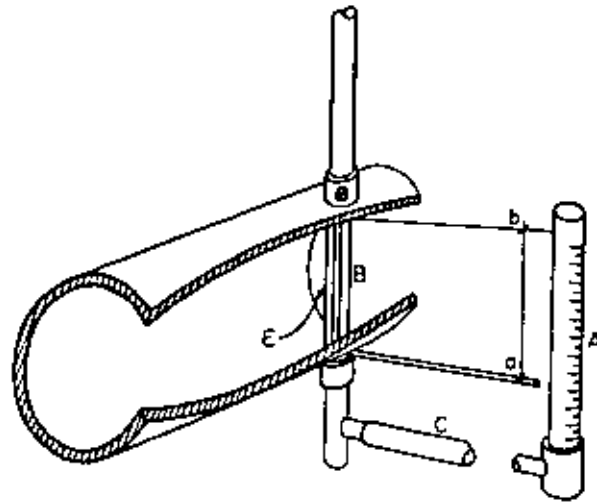


Fig. 71

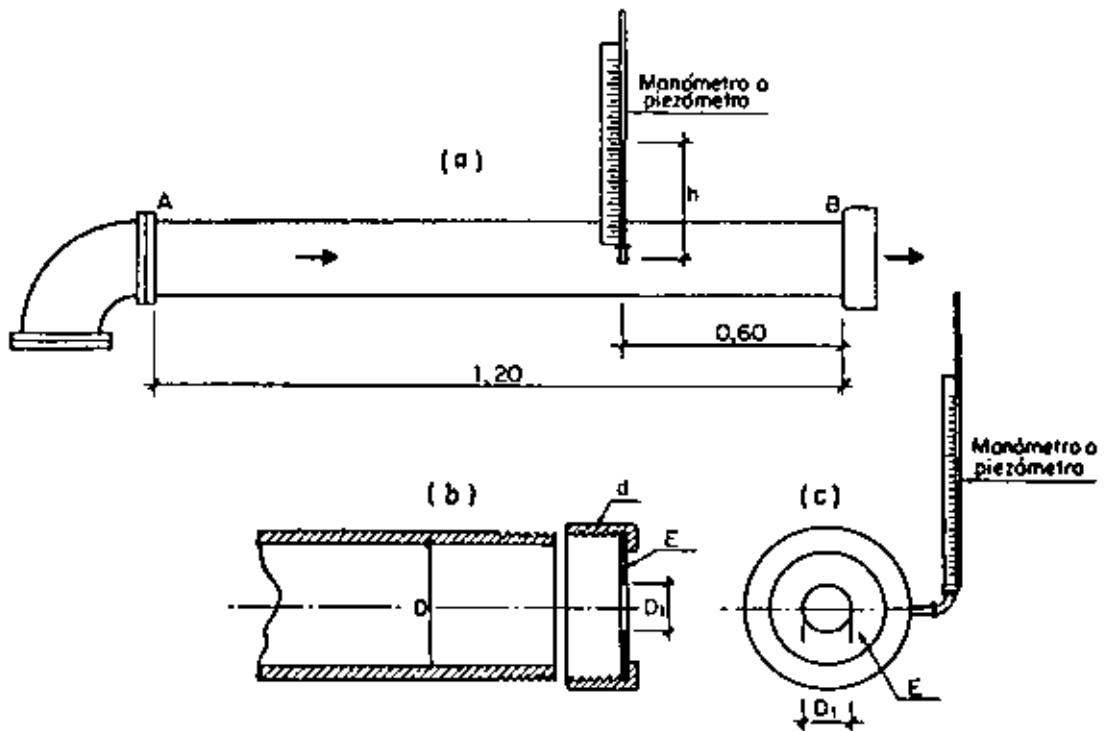


Fig. 72

d) se da una sección de la caperuza que aloja el plato interior y que lleva instalada la conducción en su extremo final B.

La esencia o base de este dispositivo de medida es la siguiente: el manómetro instalado en la conducción AB, a 0'60 mts. de su salida, proporciona la presión de la conducción en este punto en mts. de altura de agua o en Kgs./cm<sup>2</sup>, según el manómetro instalado. En este último caso, la presión  $p_1$  en Kgs./cm<sup>2</sup> que dé el manómetro, se traslada a metros de altura de agua de la forma siguiente:

$$h = p_1 \times 10 \text{ mts. de altura de agua}$$

Con este valor la descarga o caudal es  $Q = C \times a \sqrt{2gh}$

Q = descarga en m<sup>3</sup>/seg.

C = coeficiente que varía con la relación del diámetro interior de la conducción D al del orificio del plato  $D_1$ .

a = área de la sección del orificio en m<sup>2</sup>.

g = Aceleración de la gravedad a 9'81 m/seg<sup>2</sup>

h = altura de presión en el interior de la conducción en mts. a 0'60 mts. de su salida.

La norma que rige en la utilización de este tipo de medidor es la siguiente:

Se pueden medir caudales de 180 l.p.m. a 7.500 l.p.m.

No debe haber codos, válvulas, acoples, etc. a una distancia inferior a 1'20 mts. del punto donde se instala el manómetro.

La relación de diámetro del orificio del plato al de la conducción, debe estar entre 0'50 y 0'83.

Para facilitar el empleo de este método se da el cuadro figura n<sup>o</sup> - 73.

### VIII.8.- Método de contadores de agua o de medida volumétrica directa

Amplia y numerosa es la gama de dispositivos para la medición volumétrica directa del agua en conducciones a presión, asimismo la modalidad o sistema que adoptan para la lectura instantánea y total de caudales. Pretender hacer una exposición de todas ellas, sería transformar este epígrafe en un manual comercial de estos medidores, lo que cambiaría el fin de este trabajo.

VALORES DEL COEFICIENTE "C" EN LAS MEDIDAS DEL FLUJO EN TUBERIAS  
 CON ORIFICIOS DE SECCION CIRCULAR BASADO EN  $Q = C.A. \sqrt{2gh}$

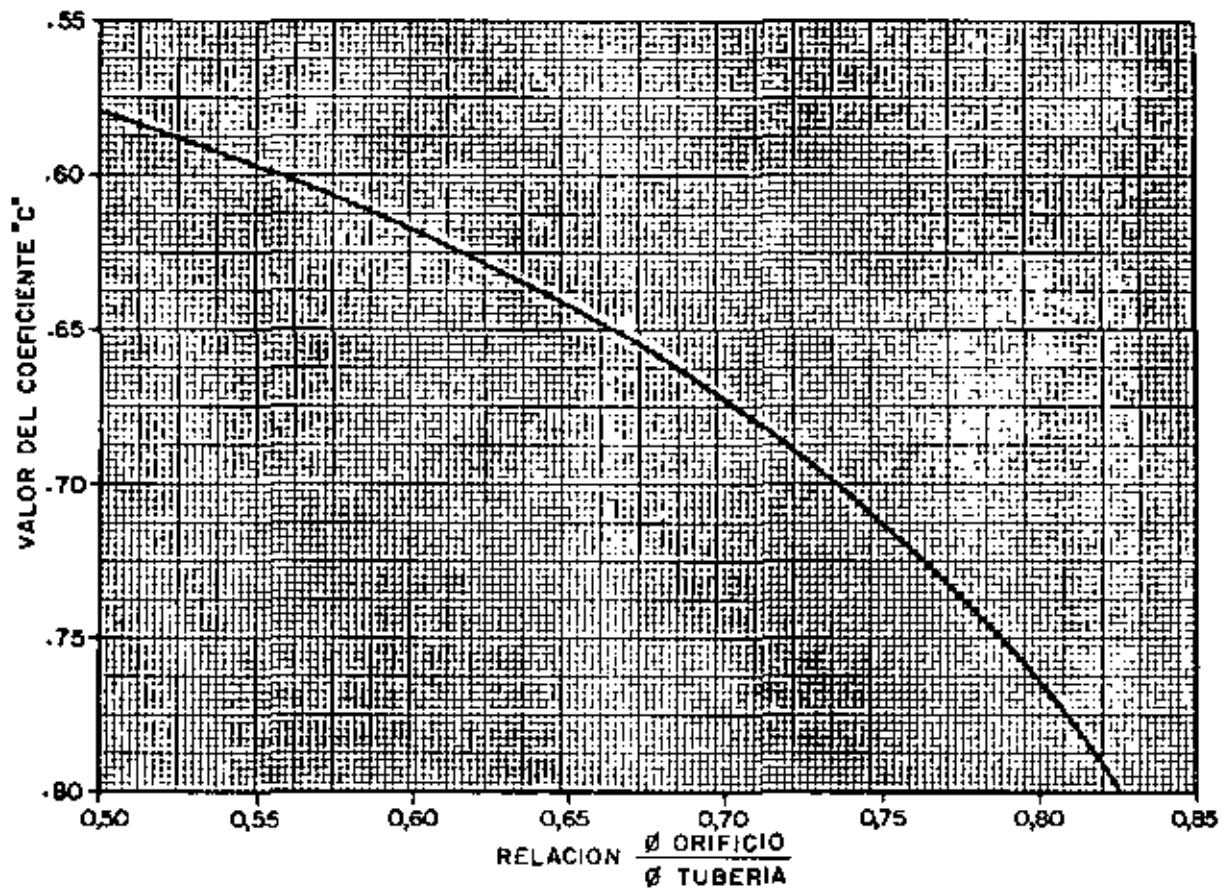


Fig. 73

En España la gama de estos dispositivos de medida, podemos decir - que va unida a la de contadores o medidores de agua para abastecimiento urbano o industrial, que se construyen o se emplean. Gama que desgraciadamente es muy limitada y no se adapta en porcentaje elevado a las características o peculiaridades que presenta la medición de agua para riego, así como la medición de vertidos industriales a los cauces naturales.

En base de lo expuesto anteriormente, vamos a describir estos medidores según su empleo para medir el agua que se entrega en el riego, suministrada de canales, cauces naturales o de tuberías a presión, con las peculiaridades que exige su adaptación a cada una de las fuentes de suministro mencionadas.

Los medidores de medida volumétrica directa, o contadores, se diseñan en base de hélices cónicas conectadas a través de engranajes a dispositivos de registro. Dispositivos que traducen el número de revoluciones o vueltas que imprime al dispositivo la energía cinética del flujo de agua que circula a través de ellas, a volúmenes por unidad de tiempo y volumen total que un período de tiempo ha circulado.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, estos medidores exigen - en su instalación, que la hélice propulsora del dispositivo de medida, esté mirando y centrada con el eje del flujo, en la tubería de conducción donde se emplaza. Con esta condición la velocidad del flujo que circula hace girar la hélice, siendo proporcional el número de vueltas o revoluciones por minuto que - da, a la velocidad media del flujo en el interior de la conducción en  $m/seg.$  - Asimismo, como estos medidores poseen según la magnitud del caudal máximo que pueden medir, un diámetro standard o constante de conducción donde deben instalarse, el número de revoluciones por minuto antes indicado, es proporcional al caudal que circula en  $m^3/seg.$  que señala el medidor, con dispositivo de lectura que a este fin va provisto.

Estos medidores además, registran y totalizan los  $m^3$  que circulan en diversas unidades de medida litros,  $m^3$ , cms./Ha. ó cms./día, etc.

Las dos condiciones básicas que requiere la instalación de estos medidores son:

- a) El tubo o conducción donde se emplazan debe en todo momento estar lleno de agua.



- b) El caudal que circule en la conducción debe ser superior al mínimo de la gama de medición para que está diseñado el medidor.

Estos medidores se expenden calibrados por la casa constructora y no precisan ningún ajuste en campo al instalarlos.

Las ventajas que presentan este tipo de medidores sobre otros métodos de medida, podemos resumirlas como sigue:

- Su registro es independiente de las variaciones de presión en la conducción donde se instalan o a las variaciones de caudal dentro del margen de empleo para que están diseñados, según modelo o tipo.

- Estos medidores totalizan el volumen de agua suministrado, sin necesidad de operaciones complementarias, evitando errores operacionales del personal que los debía realizar.

El volumen total de agua suministrado que indica el contador, puede ir conectado con programadores automáticos que cierran el suministro cuando se alcanza un volumen total y asimismo iniciar el suministro a una hora determinada.

Las desventajas son:

- Facilidad de obturación por desarrollo de musgo y que requiera una protección en el punto donde se instalan, por la incultura y vandalismo de la gente en lugares sin vigilancia permanente.

#### VIII.8.1.- Tipos de medidores volumétricos de agua

Existen tres tipos básicos de medidores volumétricos directos, que agrupamos como sigue:

- a) Medidores para conducciones de baja presión.
- b) Medidores de flujo o corriente abierta.
- c) Medidores de flujo vertical o tipo hidrante.

Las válvulas o hidrantes medidores, combinan en un sólo conjunto -- las funciones de un hidrante o toma de suministro para riego, con las correspondientes de un medidor de flujo vertical.

Estas válvulas que normalmente se emplean en redes de riego por aspersión, llevan unidos al medidor volumétrico, modulador de caudal y regulador de presión en el conjunto. Son válvulas caras y costosas de instalación, siendo

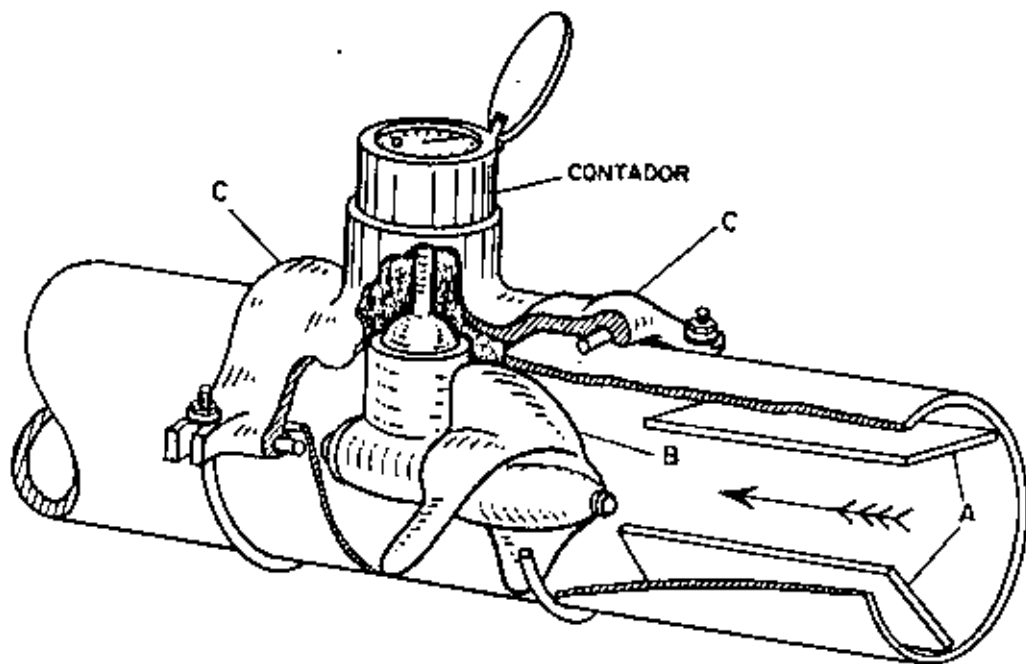


Fig. 74

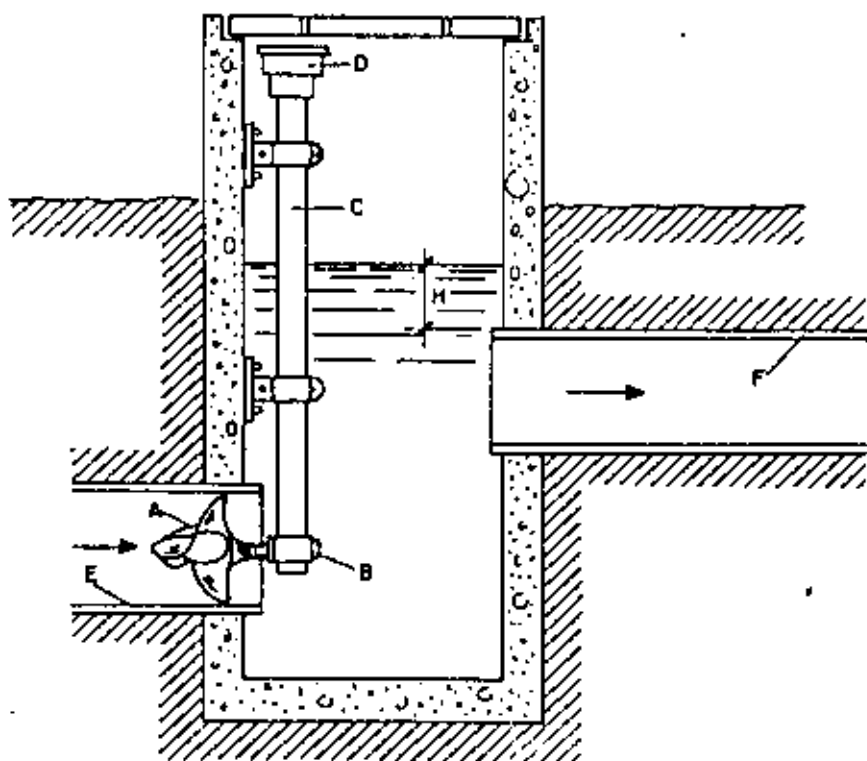


Fig. 75

de aplicación limitada a casos muy concretos.

La descripción de los tipos de medidores anteriores es la siguiente:

Medidores para conducciones de baja presión.- El empleo normal de estos medidores, es en la medición de las entregas de agua a las unidades de explotación en riego, que sirven las redes de distribución.

Estos medidores se pueden instalar tanto en conducción de nueva realización, como en conducciones en servicio o ya existentes, con los diversos materiales de que normalmente están contruidos, como hormigón, acero o arbesto-cemento en una amplia gama de diámetros que va de 10 cms. a 180 cms. Asimismo, se pueden instalar en elementos móviles de tuberías de acero o aluminio, empleadas en riego por aspersión, para la medición del agua que se recibe y aplica al campo con el riego. En este último caso, se abarata el empleo de estos medidores, ampliando su aplicación de la medida del agua de riego a mayor superficie, a causa de la movilidad de su emplazamiento.

En la figura nº 74 se muestra un medidor de este tipo instalado en una tubería o conducción de Uralita. Podemos observar en la figura mencionada de signado por A, la instalación de álabes para dirigir la corriente aguas arriba de la hélice del medidor, que evitan turbulencias y anomalías en la medición del dispositivo.

Volviendo a la figura mencionada, con la letra C se muestra el collarín de sujeción del medidor a la conducción y por B la hélice del medidor.

Medidores de flujo en corriente abierta.- Estos medidores, en esencia son similares a los descritos anteriormente, por lo que se refiere a su construcción y campo de aplicación, aunque su empleo específico es en la medición de caudales que circulan en canales o cauces abiertos, así como en sistemas de conducción cerrada en los que la circulación del agua es por gravedad y no por presión.

Este tipo de medidor se muestra en la figura nº 75, observando que está suspendido apoyado en la pared por un sencillo soporte e introducido en el interior y parte central de una corriente o flujo de agua que descarga en el extremo final de una conducción, alcantarilla o sifón, que sirve como tubo medidor.

La sección del dispositivo donde se instala el medidor, puede ser circular o rectangular. Tubería de hormigón, tubería de metal corrugado, así como estructuras de madera, se pueden emplear como tubos medidores.

Estos medidores pueden ser instalados de forma permanente, o ser mó-

viles sin interrumpir el suministro de agua.

El empleo principal de estos medidores con tamaños pequeños, próximo a 12 cms. de diámetro, es para la medida de caudales de entrega de agua de riego a unidades de explotación derivados de canales de distribución.

Los medidores de gran tamaño o diámetro se emplean para la medida de caudales en grandes depósitos o grandes canales o embalses.

Examinando la figura n° 75 en A, se muestra la hélice del medidor, en B el engranaje inversor de transmisión y cambios de revoluciones de giro, en C el tubo que aloja el eje que mueve el engranaje anterior y acciona el contador D.

Estos medidores exigen en E y F los denominados tubos del medidor, que enlaza el primero con la acequia de suministro y el segundo con la toma de entrega a la parcela.

Asimismo, precisan un desnivel entre la altura o tirante de agua en el canal de suministro y en la entrada del agua en la parcela, que se representa por H en la figura.

Medidores de flujo vertical.- Se emplea este tipo de medidor en tuberías de descarga vertical para medir el caudal que entregan, como muestra la figura n° 76.

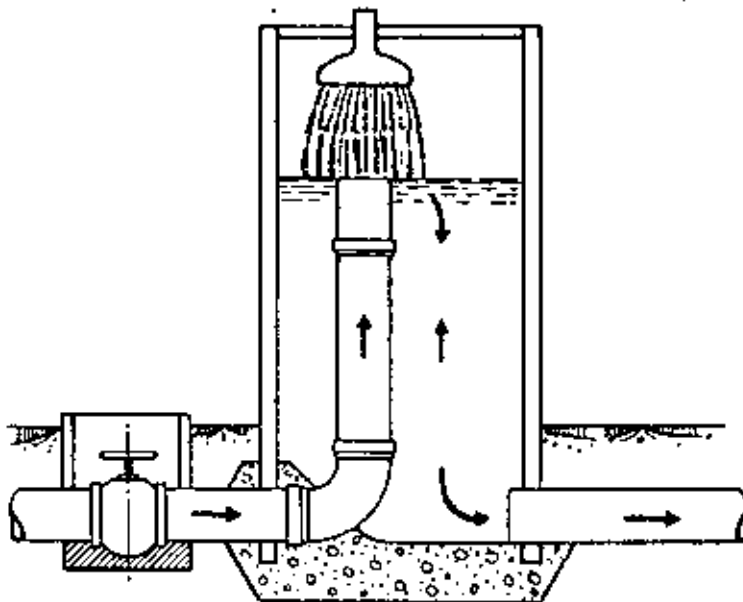


Fig. 76

Se desprende del examen de la figura mencionada, que la principal aplicación de estos medidores es en las tomas de entrega a parcela en sistemas de riego de superficie, servidos por conducciones de baja presión.

Los principios que rigen el funcionamiento y diseño de estos medidores es similar al de los anteriores, con la única diferencia del punto de emplazamiento de la hélice, que en éstos es vertical e instalada a la salida del tubo de suministro.

El agua, como puede desprenderse del examen de la figura, fluye sin encauzamiento de dirección, en dirección hacia arriba, a través del tubo medidor A, actuando sobre la hélice y en este punto es cambiada su dirección hacia los lados por la caperuza o cubierta B, construída de forma que proporcione la misma descarga sin incidir sobre el giro de la hélice entorpeciénolo.

#### Principio que rige el diseño de estos medidores

El principio que rige el diseño de estos medidores, como puede desprenderse de las descripciones anteriores, es determinar la velocidad del chorro que incide sobre la hélice, por una combinación del número de revoluciones que da por el impacto del chorro, combinando su giro horizontal con el vertical a través de un engranaje.

La fórmula de descarga es

$$Q = (933.5A - 1) V$$

Q en litros por minuto

A en m<sup>2</sup>

V en m/seg.

#### VIII.9.- Método de las coordenadas del chorro

Este método se basa en las medidas de las coordenadas del chorro que fluye a la salida de una conducción, referidas a un sistema plano cartesiano de direcciones OX - OY, siendo la dirección OX el borde superior de la conducción y OY la vertical trazada por el punto final del borde mencionado.

La aplicación del método cubre a chorros que descargan a la salida de la conducción, verticalmente, horizontalmente o formando ángulo con la horizontal. Asimismo, se emplea el método para medir caudales que se elevan de po-

zos por bombeo o para los que suministran pequeñas plantas de bombeo que toman de cauces naturales o redes de conducción.

Sin embargo, su empleo se aconseja sólo donde las facilidades o medios que precisan otros sistemas de medida en conducciones como las descritas en epígrafes anteriores, no son factibles y cuando el error de medida que se admite es superior al 10%.

La forma de realizar las medidas, según la disposición del tramo de conducción, es la siguiente:

Chorros verticales: Este caso se muestra en la figura nº 77 de un chorro que descarga verticalmente. El eje OX es la línea AB del extremo de la conducción de  $\phi$  interior D, y el eje OY es el eje de la conducción en sentido positivo ascendente a partir de AB.

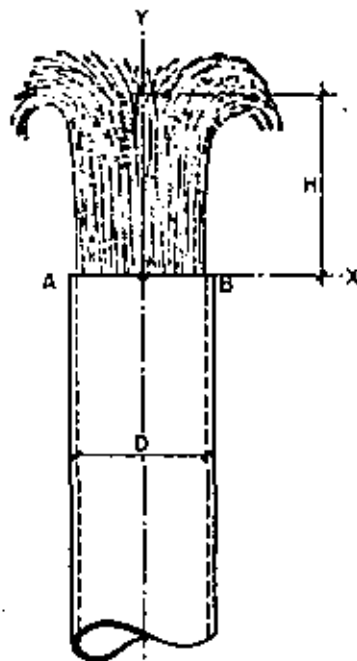


Fig. 77

Los datos que se precisan para determinar el caudal son D diámetro de la conducción en cms. y H ordenada del chorro o altura que alcanza respecto a AB.

CUADRO N° 9

FLUJO EN TUBERIAS VERTICALES

Altura del chorro (cms.)	DIAMETRO DE LA TUBERIA													
	2" 5,08 cms. St.	3" 7,62 cms. St.	4" 10,16 cms. D.E.	4" 10,16 cms. St.	5" 12,70 cms. D.E.	5" 12,70 cms. St.	6" 15,24 cms. D.E.	6" 15,24 cms. St.	8" 20,32 cms. D.E.	8" 20,32 cms. St.	10" 25,4 cms. D.E.	10" 25,4 cms. St.	12" 27,94 cms. D.E.	12" 27,94 cms. St.
	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.	L.p.m.
5,08	105,99	215,77	289,91	325,55	389,90	435,32	518,60	567,81	737,09	813,87	1.003,14	1.078,85	1.249,19	1.343,83
6,35	117,35	261,19	359,62	408,83	499,68	567,82	688,95	766,01	1.040,99	1.092,77	1.315,40	1.457,39	1.703,44	1.817,01
7,62	128,70	295,26	423,97	484,53	605,67	692,73	851,72	946,36	1.287,05	1.389,25	1.703,44	1.854,86	2.157,69	2.309,11
8,89	140,06	325,55	469,39	548,89	692,73	794,94	991,78	1.109,14	1.533,10	1.665,68	2.100,91	2.309,11	2.668,73	2.858,00
10,16	151,42	348,26	511,03	605,67	776,01	889,58	1.116,70	1.249,19	1.760,22	1.930,57	2.491,38	2.744,44	3.198,70	3.444,74
11,43	158,99	370,97	545,10	654,88	851,72	972,85	1.211,34	1.381,69	1.968,42	2.157,70	2.876,93	3.198,69	3.909,72	4.012,56
12,70	170,34	393,68	582,96	696,52	908,50	1.040,99	1.305,97	1.495,24	2.176,62	2.384,82	3.129,76	3.558,04	4.239,68	4.542,52
15,24	189,27	435,32	639,74	776,01	1.006,92	1.158,34	1.457,39	1.684,52	2.536,24	2.763,36	3.785,43	4.258,61	5.166,04	5.678,15
17,78	204,41	473,18	704,09	844,15	1.109,13	1.271,91	1.589,88	1.835,93	2.839,07	3.104,05	4.353,24	4.826,43	6.056,69	6.548,80
20,38	219,55	507,25	764,70	904,72	1.192,41	1.362,75	1.703,44	1.968,42	3.066,20	3.369,03	4.807,50	5.375,31	6.719,14	7.381,59
22,8	234,70	541,32	813,87	961,50	1.268,12	1.449,82	1.817,01	2.081,99	3.293,32	3.615,06	5.148,18	5.867,41	7.305,88	8.100,82
25,4	249,84	575,39	859,29	1.014,50	1.347,67	1.533,10	1.930,97	2.214,48	3.501,52	3.842,28	5.488,87	6.245,99	7.835,84	8.630,78
30,48	272,55	632,20	965,28	1.116,70	1.476,30	1.703,44	2.138,77	2.460,53	3.873,32	4.239,68	6.056,69	6.929,40	8.706,49	9.652,84
35,58	295,27	688,95	1.041,00	1.211,34	1.589,89	1.835,93	2.309,11	2.668,73	4.161,98	4.618,22	6.548,80	7.570,88	9.463,58	10.992,20
40,68	314,19	738,16	1.116,70	1.305,97	1.722,37	1.968,42	2.479,46	2.858,00	4.466,81	4.921,10	7.078,75	8.100,82	10.296,66	11.556,22
45,78	336,90	787,37	1.192,41	1.389,30	1.817,01	2.100,91	2.649,80	3.028,34	4.788,57	5.299,60	7.570,86	8.630,78	10.977,75	
50,80	355,83	832,79	1.260,55	1.468,75	1.930,57	2.274,04	2.801,22	3.217,66	5.053,55	5.602,44	7.949,40	9.160,74		
63,60	405,04	938,79	1.427,11	1.665,59	2.195,55	2.517,31	3.141,91	3.634,01	5.753,85	6.321,67	9.009,32	10.296,37		
76,80	442,89	1.040,99	1.589,88	1.835,97	2.422,67	2.801,22	3.501,52	3.974,70	6.397,38	7.078,75	10.031,39	11.356,29		
88,80	480,75	1.135,63	1.722,37	1.987,35	2.630,87	3.028,34	3.785,43	4.353,24	6.889,48	7.646,57	10.788,47			
101,80	518,60	1.211,34	1.854,86	2.138,77	2.820,14	3.274,40	4.069,34	4.656,08	7.457,30	8.176,53				

St.: Diámetro de la tubería standard.

D.E.: Diámetro exterior

Con estos datos, la Estación Experimental de Agricultura de Utah, - ha confeccionado el cuadro n° 9 que se da en la figura n° 78.

En el cuadro tenemos los caudales que descargan en litros por minuto, según diámetros standard exteriores de 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 y 12 pulgadas, equivalentes a 5'08, 7'62, 10'16, 12'70, 15'24, 20'32, 25'40 y 30'48 cms. y alturas H en cms. de 5'08 cms. a 101'6 cms.

Chorros horizontales: En este caso de salida del chorro, desde el extremo de una conducción horizontal, figura n° 79, se toma como eje OX el borde superior de la conducción y como eje OY en dirección positiva descendente — desde este borde la línea AB del extremo de la conducción. Las coordenadas del chorro que se miden son X e  $Y = H$ , señaladas en la figura n° 79 mencionada.

Para el empleo de este método se precisa que el borde superior de la conducción tomado como eje OX esté nivelado y sea de suficiente longitud para permitir que el agua fluya suavemente desde el extremo AB de la conducción.

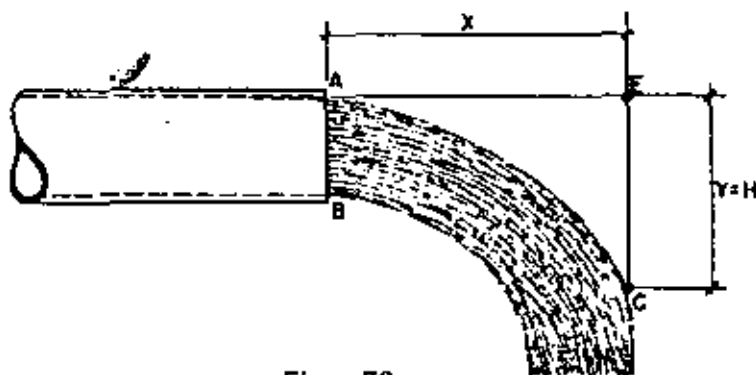


Fig. 79

En el caso descrito el valor de X se mide sobre OX de la figura hasta un punto E, y a partir de él verticalmente, su distancia  $Y = H$  el chorro.

Como es lógico, en el caso descrito con la conducción descargando totalmente llena, la salida del chorro según diámetro de conducción y caudal, puede tener distintos valores de alcance máximo X. Normalmente, en los ensayos rea-



lizados con este Método por la Estación Experimental de Agricultura de Purdue (E.U.A.), se han señalado tres alcances tipo X, inferior a 15 cms., de 15 a 30 cms., de 30 a 40 cms. y superior a 45 cms., para confeccionar las Tablas correspondientes de caudal de descarga en función de  $Y = H$ , con cada uno de los valores X anteriores, a partir de cuyos extremos finales se realiza la medición de  $Y = X$ .

En todos los casos anteriores, el eje OX es el borde superior de la conducción y sobre él se señala X, cuyo extremo final es el que podemos considerar base para determinar el valor de Y. Este valor es la medida desde E, final de X en la figura nº 79, al borde superior del chorro C, de la misma figura.

Se hace la observación que en el caso de chorros, cuyo alcance no llega a 15 cms., valor de X, desde la salida AB de la conducción, así como aquellos que el chorro no ocupa su sección el 0'8 de la que corresponde a la conducción sólo se realiza la medida de Y para determinar el caudal, pero medida sobre el extremo AB de salida de la conducción, a partir del borde superior.

Con los valores o medidas anteriores, se han confeccionado Tablas por la Estación Experimental de Purdue en E.U.A., que damos en las figuras nº 80 y 81 para valores de X 0, 15 cms., 30 cms. y 45 cms., con el caudal en litros por minuto que se descarga según el valor Y en cms.

Chorros inclinados: En el caso de tramos de conducción final inclinados formando un ángulo  $\alpha$ , ascendente o descendente con la horizontal, como muestra la figura nº 82, las medidas de X e Y se realizan como en ella se indica. La lectura de X sobre el borde superior de la conducción a partir de AB y la de Y, desde el extremo final de X, hasta su encuentro con el chorro.

En este caso, aun siendo similar la fórmula que da el caudal de descarga, según  $\beta$  D de la conducción en función de X e Y, que en el caso de una conducción horizontal, como exponemos al describir la base o fundamento de este método no sirven las Tablas de los cuadros de las figuras nº 80 y 81, mencionados anteriormente, al variar el factor corrector.

Basado en el mismo método y fundamento, algunas Estaciones Experimentales de Agricultura en E.U.A., han estudiado el cálculo del caudal sobre la base, como se muestra en la figura nº 83, de que el chorro que fluye no ocu

CUADRO N° 10

PLAJO EN TUBERIAS HORIZONTALES

SIENDO  $\alpha = 0$

Y cms.	DIAMETRO DE LA TUBERIA				
	5'08 cms.	7'62 cms.	10'16 cms.	12'7 cms.	15'24 cms.
	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>
0'51	-	256'27	681'38	1.165'91	-
0'76	-	251'73	662'45	1.146'98	2.006'28
1'02	-	246'43	647'31	1.128'06	1.960'85
1'27	-	240'75	628'38	1.109'13	1.915'43
1'52	69'27	234'70	609'45	1.086'42	1.870'00
1'78	66'62	228'64	590'53	1.067'49	1.824'58
2'03	63'22	221'07	567'81	1.048'56	1.779'15
2'29	58'30	208'48	548'88	1.025'85	1.719'47
2'54	51'86	201'00	526'17	1.003'14	1.668'30
3'05	35'96	177'54	484'53	950'14	1.597'45
3'56	22'71	153'31	435'32	897'15	1.506'60
4'07	-	120'75	386'11	836'58	1.411'96
4'58	-	90'85	340'69	776'01	1.313'54
5'09	-	65'49	291'48	707'87	1.215'12
5'60	-	44'67	242'27	633'17	1.116'70
6'11	-	27'63	523'76	556'46	1.022'01
6'22	-	-	155'20	480'75	931'22
7'13	-	-	121'13	408'63	844'15
7'64	-	-	90'85	340'69	757'09
8'40	-	-	49'21	246'05	632'17
9'16	-	-	-	170'34	515'60
9'92	-	-	-	109'76	420'18
10'62	-	-	-	-	325'55
11'38	-	-	-	-	242'27
12'14	-	-	-	-	170'34

CUADRO N° 10

FLUJO EN TUBERIAS VERTICALES

SIENDO  $X = 15,24$  cms.

Y cms.	DIAMETRO DE LA TUBERIA				
	5,08 cms.	7,62 cms.	10,16 cms.	12,7 cms.	15,24 cms.
	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>
0'61	670'02	794'94	2.074'42	-	-
0'91	522'67	1.037'20	1.904'07	3.668'01	4.705'29
1'22	476'96	935'00	1.748'87	3.303'14	4.213'18
1'52	420'18	866'86	1.646'66	2.922'35	3.857'35
1'83	378'54	813'87	1.529'31	2.668'73	3.584'80
2'13	348'26	764'66	1.427'11	2.445'39	3.365'25
2'44	321'76	730'59	1.343'83	2.293'97	3.194'90
2'74	299'05	696'52	1.275'69	2.172'84	3.058'63
3'05	283'91	662'45	1.207'55	2.055'50	2.922'35
4'57	227'13	526'17	1.003'14	1.699'66	2.496'38
6'10	193'06	450'47	866'86	1.476'32	2.206'91
7'62	170'34	397'47	779'80	1.324'90	1.987'35
9'14	151'42	355'83	711'66	1.188'62	1.801'86
10'67	142'61	325'55	639'74	1.052'35	1.631'52
12'20	132'49	299'05	571'60	893'52	1.461'17
13'72	121'13	268'76	503'46	730'60	1.256'80
15'24	113'56	238'48	439'11	567'81	935'00
16'76	102'21	189'27	374'76	423'97	-
18'30	94'64	143'85	314'19	-	-
19'81	87'06	109'78	261'19	-	-
21'34	75'71	-	-	-	-

CUADRO N° 10

FLUJO EN TUBERIAS VERTICALES

SIENDO X = 30,48 cms.

Y cms.	DIAMETRO DE LA TUBERIA				
	5,08 cms.	7,62 cms.	10,16 cms.	12,7 cms.	15,24 cms.
	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>	<u>L.p.m.</u>
2'44	594'31	1.207,55	2.157'69	3.838'43	-
2'74	560'24	1.154'55	2.074'42	3.687'01	4.977'84
3'05	526'17	1.105'34	2.006'28	3.501'52	4.758'28
4'57	431'54	935'00	1.680'73	2.888'28	3.993'63
6'10	374'76	813'87	1.495'24	2.479'46	3.516'66
7'62	329'33	730'59	1.358'97	2.206'91	3.194'90
9'14	299'05	666'24	1.256'76	2.006'28	2.922'35
10'67	276'34	609'45	1.154'56	1.851'07	2.717'94
12'20	257'41	564'03	1.086'42	1.733'73	2.547'59
13'72	238'48	529'96	1.018'28	1.612'59	2.396'18
15'24	227'13	499'68	969'07	1.529'31	2.259'90
16'76	215'77	476'96	916'07	1.461'17	2.172'84
18'30	204'41	454'25	882'00	1.393'04	2.074'42
19'81	196'84	431'54	847'94	1.268'12	1.987'35

SIENDO X = 45'72 cms.

Y cms.	DIAMETRO DE LA TUBERIA				
	5,08 cms.	7,62 cms.	10,16 cms.	12,7 cms.	15,24 cms.
4'57	628'38	1.309'76	2.362'11	3.838'43	5.299'60
6'10	545'10	1.154'56	2.108'45	3.433'38	4.773'43
7'62	488'32	1.037'21	1.904'07	3.126'76	4.364'60
9'14	442'90	950'14	1.748'87	2.854'21	4.042'84
10'67	412'61	882'00	1.631'52	2.649'80	3.755'15
12'20	382'33	832'79	1.529'31	2.479'46	3.535'59
13'72	359'62	779'60	1.446'03	2.328'04	3.346'32
15'24	336'90	745'73	1.377'90	2.191'76	3.175'98
16'76	317'98	707'87	1.309'76	2.074'41	3.024'56
18'30	306'62	681'38	1.256'76	1.972'21	2.888'28
19'81	291'48	651'10	1.207'55	1.885'14	2.770'93
21'34	283'91	626'38	1.154'56	1.801'86	2.668'73

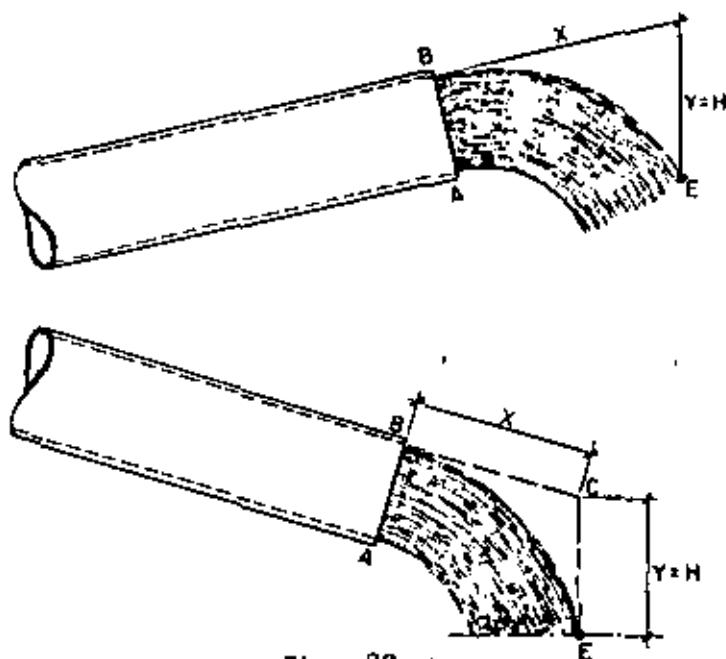


Fig. 82

pe totalmente la sección de la conducción sino parcialmente. En este caso, un valor de  $Y = H = 30$  cms., se mide desde el centro de la sección del chorro en la salida y el centro del chorro en un punto D del mismo que dé la medida anterior.

Con este valor se mide el  $X$  que corresponde a ella, sobre la línea del borde superior de la conducción, Son estos valores base para determinar el caudal según  $\phi$  de salida, en base de la misma fórmula que en las medidas anteriores. La diferencia radica que en este caso el valor fijo es  $Y = H = 30$  cms. y variable el  $X$ .

En el caso de chorros que no ocupan la sección de salida de la conducción, se incorpora a las medidas anteriores la de  $P$ , figura n° 83, espacio libre en la línea  $AB$  de la sección de salida de la conducción, entre su borde superior, y el del contorno superior del chorro.

Esta medida es base para aplicar en la determinación del caudal de descarga, la fórmula que rige en el Método Californiano descrito anteriormente.

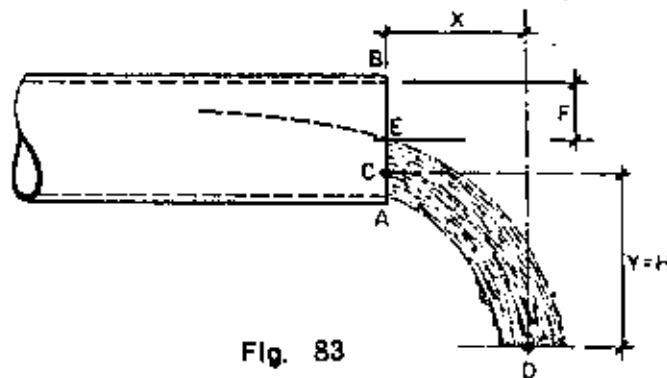


Fig. 83

VIII.9.1.- Fundamento del Método de medida de las coordenadas del chorro o de la trayectoria

El fundamento del Método de medida de las coordenadas del chorro para determinar el caudal, cuando fluye ocupando la sección de la conducción o fracción superior al 0'8 de ella, es el siguiente:

Caso de chorro horizontal: En la figura nº 84 se muestra una conducción horizontal que se descarga un caudal de agua. La trayectoria del chorro es AA' B'B y la de su filote líquido central CC'.

Si en AB la velocidad media de salida del chorro es  $V_m$ /seg., función como es lógico de la presión aguas arriba de AB en la conducción y analizamos la trayectoria del borde superior del contorno del chorro AA', tenemos:

En A extremo del borde superior de la conducción, la velocidad es  $V_m$ /seg. y a medida que avanza una partícula líquida a lo largo de la trayectoria, se compone verticalmente con la velocidad descendente que la imprime la aceleración de la gravedad.

En el punto  $A_1$  de la trayectoria definido por las coordenadas  $AA'_1 = X$  y  $A'_1 A_1 = Y$ , los recorridos o espacios de la partícula son:

Horizontalmente  $AA'_1 = X = V \times t$

Verticalmente  $A'_1 A_1 = \frac{1}{2} g t^2$

siendo  $t$  el tiempo en recorrer  $AA_1$ ,  
 Como  $t$  es idéntico en ambas expresiones, si lo eliminamos entre —  
 ellas

$$t = \frac{X}{V} \quad \text{que sustituido en la segunda da} \quad Y = \frac{1}{2} g \frac{X^2}{V^2}$$

Por tanto,

$$V^2 = \frac{X^2 g}{2Y} \quad V = X \sqrt{\frac{g}{2Y}}$$

Con este valor  $Q = \frac{\pi D^2}{4} \times X \sqrt{\frac{g}{2Y}}$ , afectado por el coeficiente

experimental  $K$ , que es función de los valores  $X$ , 15, 30 ó 45 cms. adoptados para realizar la medición de  $Y$ .

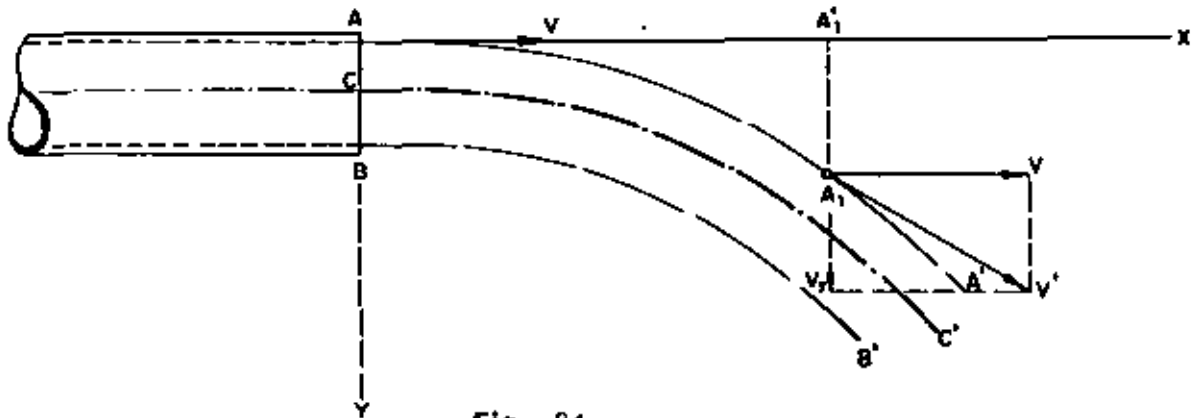


Fig. 84

Chorro inclinado ascendente: Este caso de muestra en la figura n° 85 de conducción ascendente que forma un ángulo con la horizontal.

Con las premisas de velocidad media  $V_m$ /seg. para todos los filetes líquidos del chorro y tomando la trayectoria  $AA'$ . La partícula en A está sometida a  $V$  componente horizontal de  $V$  sobre  $AD$  y  $V_y$  componente vertical ascendente

te de V.

El espacio recorrido horizontal y verticalmente por la partícula - de A a A<sub>1</sub> en el tiempo t es:

$$\begin{aligned} \text{Horizontal} \quad AA'_1 &= V \times t \\ \text{Vertical} \quad A_1 A'_1 &= V_y \times t = \frac{1}{2} g t^2 \quad (1) \end{aligned}$$

Ahora bien, si la posición A<sub>1</sub> está definida por la coordenada AA<sub>1</sub> = X medida sobre el borde superior de la conducción A'\_1 A<sub>1</sub> = Y medida verticalmente desde A'\_1 al borde superior del contorno del chorro,

$$\begin{aligned} AA''_1 &= AA'_1 \cos \alpha = X \cos \alpha \\ A_1 A''_1 &= A'_1 A''_1 - A'_1 A_1 = X \sin \alpha - Y \end{aligned}$$

Luego las expresiones (1) quedan

$$\begin{aligned} X \cos \alpha &= V \times t \\ X \sin \alpha - Y &= V_y t - \frac{1}{2} g t^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= V \cos \alpha \\ V_y &= V \sin \alpha \end{aligned}$$

Luego,

$$\begin{aligned} X \cos \alpha &= V \cos \alpha \times t \\ X \sin \alpha - Y &= V \sin \alpha \times t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2) \end{aligned}$$

Si eliminamos t entre estas dos ecuaciones

$$t = \frac{X}{V} \quad X \sin \alpha - Y = V \sin \alpha \times \frac{X}{V} - \frac{1}{2} g t \frac{X^2}{V^2}$$

$$Y = \frac{1}{2} g \times \frac{X^2}{V^2} \quad \text{y} \quad V = X \sqrt{\frac{g}{2Y}} \quad \text{expresión similar a la}$$

del caso del chorro horizontal, con X e Y medidas como se ha descrito.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times X \times \sqrt{\frac{g}{2Y}} \quad \text{afectada de coeficiente K determinado experi}$$

mentalmente.



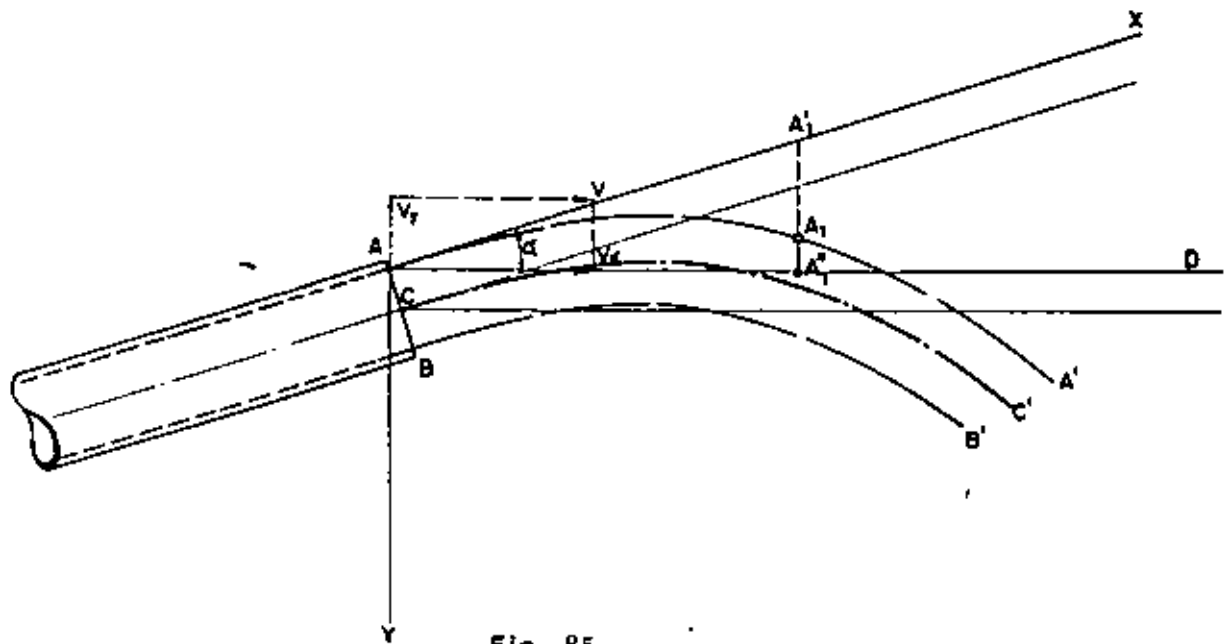


Fig. 85

Chorro inclinado descendente: Este caso se muestra en la figura nº 86. Con las mismas premisas anteriores, tenemos:

En A la partícula que recorre la trayectoria  $AA_1$ , tiene una velocidad  $V$  con las componentes  $V_x$  y  $V_y$ .

En el tiempo  $t$  que tarda en recorrer  $AA_1$ , horizontalmente recorre  $AA''_1 = V_x t$  (1) y verticalmente  $A_1 A''_1 = V_y t + \frac{1}{2} g t^2$  (1)

Si el punto  $A_1$  está definido por las coordenadas  $AA'_1 = X$  medida sobre el borde superior de la conducción y  $A'_1 A_1 = Y$ , desde  $A'_1$  verticalmente hasta el borde superior del contorno del chorro

$$AA''_1 = AA'_1 \cos \alpha = X \cos \alpha$$

$$A_1 A''_1 = A'_1 A''_1 + A_1 A'_1 \quad \text{como } A'_1 A''_1 = AA'_1 \sin \alpha = X \sin \alpha$$

$A_1, A''_1 = Y + X \operatorname{sen} \alpha$  que substituidas en (1) da

$$\begin{aligned} X \cos \alpha &= V \times t \\ Y + X \operatorname{sen} \alpha &= V_y \times t + \frac{1}{2} g t^2 \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= V \cos \alpha \\ V_y &= V \operatorname{sen} \alpha \text{ que substituidas en (2) da} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X &= V \times t \\ Y + X \operatorname{sen} \alpha &= V \operatorname{sen} \alpha \times t + \frac{1}{2} g t^2 \text{ eliminando } t \text{ entre es-} \end{aligned}$$

tas ecuaciones

$$Y + X \operatorname{sen} \alpha = V \operatorname{sen} \alpha \times \frac{X}{V} + \frac{1}{2} g \times \frac{X^2}{V^2}$$

$$Y = \frac{X^2 \times g}{2V^2} \quad \text{y} \quad V = X \sqrt{\frac{g}{2Y}}$$

Expresión similar a la del caso del chorro horizontal con X e Y medidas como se ha descrito

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times X \times \sqrt{\frac{g}{2Y}} \text{ afectada por } K \text{ determinado experimen-}$$

talmente.

Con estas fórmulas podemos confeccionar tablas que según X como medida fija, se pueda determinar Q en función de Y y  $\beta$  de conducción.

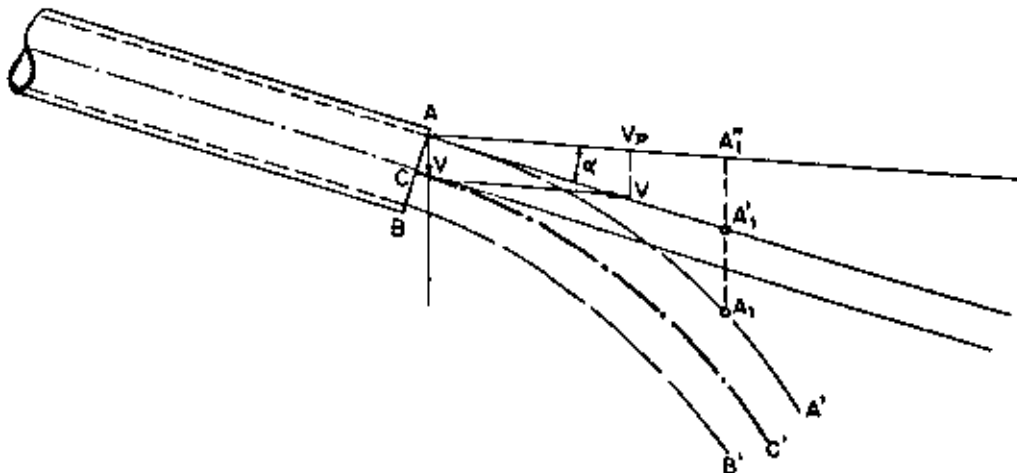


Fig. 86

## IX.- NORMAS DE MEDIDA QUE RIGEN EL EMPLEO DE VERTEDEROS SEGUN EL INSTITUTO HIDRAULICO DE CODIFICACION EN ENSAYOS DE E.U.A.

Como final de este trabajo sobre Medidores de agua de riego y normativas para su utilización, con el fundamento de su diseño, damos las normas de medida que rigen oficialmente en E.U.A., sobre el empleo de los vertederos, como dispositivo de medida con mayor campo de aplicación.

A este fin se exponen las dictadas por el Instituto Hidráulico de Codificación de E.U.A., asociación que engloba a los principales constructores de equipos de bombeo de E.U.A. De estas normas extractamos las que se refieren a ensayos sobre caudal que proporcionan los diversos tipos de bombas, cuando su medición se realiza con vertederos.

Las normas mencionadas son:

### a) De carácter general

El vertedero rectangular para su empleo debe tener su cresta afilada, con paredes verticales de borde suave y contracción total, así como despegue o caída de la lámina de agua libre y sin contracción. Son estas condiciones las recomendadas para mediciones empleando este tipo de vertedero.

El vertedero se dimensiona, con arreglo al caudal que se medirá o gama de éstos, con arreglo a las normas dadas anteriormente, debiendo ser calibrado previamente con métodos de precisión, y determinado su propio coeficiente.

Las condiciones anteriores son sólo de aplicación a esta forma específica de vertedero, y no a otra que este código no incluye.

A ser posible el vertedero debe ser calibrado, una vez instalado y en circulación o funcionamiento. De no ser esto posible, la construcción e instalación del vertedero, deberá ser como se ha descrito y aplicar las ecuaciones para el caudal que circula, que damos en apartados siguientes.

### b) Tolerancia

La tolerancia o límite de seguridad, se refiere a las diferencias que se producen entre vertederos de característica similar, no a errores accidentales o de observación, cuya predicción no es posible.

Para vertederos rectangulares sin contracción, considerados idóneos en estas mediciones, se pueden alcanzar tolerancias de  $\pm 2\%$ , siempre que se tengan -

en cuenta las limitaciones siguientes:

- 1<sup>a</sup>.- La altura de vertido no debe ser inferior a 6 cms. por encima de la cresta del vertedero.
- 2<sup>a</sup>.- La altura de vertido no debe ser superior a la media de la altura del vertedero sobre la solera del canal.
- 3<sup>a</sup>.- La altura de vertido no debe ser superior a la media de la longitud del vertedero.

c) Instalación

La pared o plato del vertedero, debe ser de material no corrosivo, con espesor de 6 a 7 mm., con esquinas en ángulo recto bien perfiladas, en los lados aguas arriba del canal donde se instala.

El ancho real o efectivo de la cresta no debe exceder de 3 mm., debe ser uniforme y estar libre de rugosidades, residuos, algas, etc., durante la prueba. El plato debe ser biselado con un ángulo de 45° desde la cresta hacia la cara aguas abajo.

El plato del vertedero debe ser instalado vertical y en ángulo recto con la línea de corrientes y la cresta debe estar totalmente horizontal.

La entrada de aire total por debajo de la lámina es precisa y la comprobación del despegue de la lámina de vertido, de la pared del vertedero, es necesaria antes y durante la prueba, así como que no existan interrupciones, flujo turbulento u oleaje.

Las paredes laterales del canal estarán bien lisas y serán paralelas, extendiéndose aguas abajo tomando la forma de la lámina máxima que vierte por encima de la cresta.

La profundidad del canal de aproximación por debajo de la cresta del vertedero, no será menor a tres veces y preferible cuatro veces, la altura máxima que se empleará en el canal. Asimismo, la instalación del vertedero estará localizada a partir del punto de descarga de la bomba, de forma que se asegure flujo suave en la llegada al vertedero, libre de remansos, con superficie no discontinua y sin excesivo aire en suspensión, debiendo mantenerse estas condiciones en todos los regímenes de caudal a determinar.

La limpieza de impurezas o residuos es muy importante, ya que pequeñas anomalías en estas condiciones, pueden causar apreciables variaciones en

el caudal que indica el vertedero.

Los acuerdos de sección sirven para proporcionar velocidades de aproximación uniformes en la sección del canal aguas arriba del vertedero. Por tanto, el canal de aproximación será de sección transversal constante, recto y libre de obstáculos, en una longitud ni inferior a 15 veces la altura máxima del vertedero.

Si el canal está al aire libre, debe preverse protección contra el viento, para no provocar oleaje y romper la superficie del nivel del agua.

La altura de agua que vierte por encima de la cresta del vertedero, se medirá con el empleo de agujas de gancho o manómetros con este dispositivo, convenientemente colocados en cajones o aditamentos instalados al lado del canal de aproximación, aguas arriba del vertedero y a una distancia no inferior a 4 y superior a 10 veces la altura máxima en el vertedero.

Estos cajones comunican con el canal de aproximación por tuberías de 38 mm. a 40 mm. y el orificio en la pared del canal debe encontrarse a 0'30 mts. por debajo del nivel de la cresta del vertedero.

En el caso de estar instalados estos dispositivos de medida al aire libre, debe preverse protección contra el viento y estar cubiertos para impedir la entrada de tierra o detritus, que pueden alterar la tensión superficial y las lecturas de nivel con la agua.

En la figura nº 87 se muestra la instalación del pocillo de medida en planta y sección, siendo AB cresta del vertedero y H altura máxima vertido.

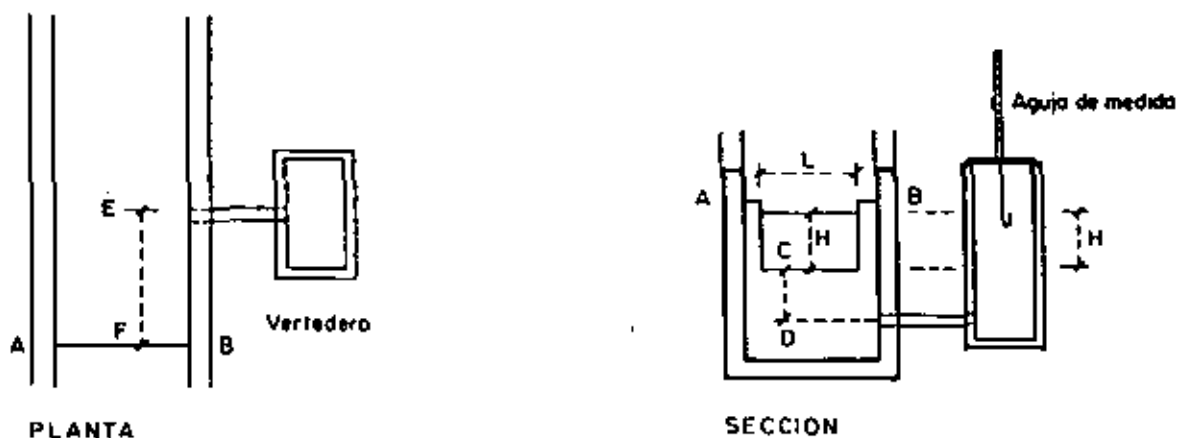


Fig. 87

Asimismo la distancia EF del pocillo de medida al vertedero, debe ser:

$$10H \quad EF \quad 4H \quad y$$

$$CD = 0'30 \text{ mts. con } L \quad 2H.$$

d) Fórmula para el caudal de vertido

La descarga o caudal que circula por la cresta de un vertedero, se computa por la fórmula de Rehbock

$$Q = (1'7818 + 0'2401) \frac{h_e}{z} B \times h_0^{3/2} \quad \text{m}^3/\text{seg.}$$

Siendo,

- Q caudal en m<sup>3</sup>/seg.
- h<sub>e</sub> h + 0'00108 en mts.
- h altura observada de vertido sobre la cresta en mts. sin corrección de la de velocidad de aproximación en mts.
- A altura de la cresta del vertedero por encima del fondo del canal de aproximación en mts.
- B ancho o longitud de la cresta del vertedero en mts.

Las medidas anteriores se dan en la figura n° 88.

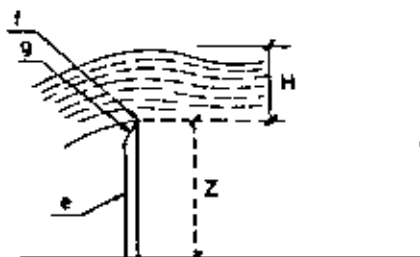


Fig. 88

Grueso e de la pared del vertedero	6 a 7 mm.
Grueso f del borde de la cresta	3 mm.
Chaflan g del borde de la cresta y lados	de 45°

Altura de la cresta sobre la solera del canal	z	3 a 4 veces H (altura máxima vertido
Cresta vertido	L	2H (altura máxima vertido.

El examen de estas normas sobre el empleo de un vertedero rectangular, abre el panorama amplio de normativas y lagunas que el empleo de medidores de agua para riego presenta en nuestra Patria, que este Trabajo ha intentado canalizar y unificar en una primera fase, para lograr coeficientes experimentales para su corrección y empleo masivo en el ámbito de nuestros regadíos y mediciones de caudales de vertidos a nuestros cauces y la oscilación estacional del que por ellos circula.







centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

MATERIAL BASICO PARA LA REDACCION DE UN MANUAL S.A.R.  
DIR. GRAL. DE OBRAS HIDRAULICAS  
CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRAFICOS  
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, 1976

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980



## INDICE

### 13 - EVALUACION Y MEJORA DE SISTEMAS DE RIEGO

#### 13.1.- CONCEPTOS PREVIOS

13.1.1.- Curva de avance

13.1.2.- Curva de retirada

13.1.3.- Curva de riego

13.1.4.- Tiempos

13.1.5.- Caudales

13.1.6.- Eficiencias

13.1.7.- Curvas de infiltración

#### 13.2.- RIEGO POR ASPERSION

13.2.1.- Técnica de evaluación.

13.2.1.1.- Material necesario

13.2.1.2.- Procedimiento a emplear en los ensayos de campo

13.2.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

13.2.1.4.- Caso práctico

13.2.1.4.1.- Eficiencia de distribución

13.2.1.4.2.- Coeficiente de uniformidad

13.2.1.4.3.- Eficiencia del sistema de riego

13.2.1.4.4.- Eficiencia de aplicación

13.2.1.4.5.- Conclusiones

### 13.3.- RIEGO POR SURCOS

#### 13.3.1.- Técnica de la evaluación

##### 13.3.1.1.- Material necesario

##### 13.3.1.2.- Procedimiento a emplear en el trabajo de campo

##### 13.3.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

##### 13.3.1.4.- Caso práctico

###### 13.3.1.4.1.- Determinación del descenso de humedad

###### 13.3.1.4.2.- Ensayos y curvas de infiltración

###### 13.3.1.4.3.- Ensayos y curvas de avance del agua en los surcos.

###### 13.3.1.4.4.- Evaluación

###### 13.3.1.4.5.- Conclusiones

###### 13.3.1.4.6.- Recomendaciones adicionales

### 13.4.- RIEGO POR FAJAS

#### 13.4.1.- Técnica de la evaluación

##### 13.4.1.1.- Material necesario

##### 13.4.1.2.- Procedimiento a emplear en el trabajo de campo

##### 13.4.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

##### 13.4.1.4.- Caso práctico

###### 13.4.1.4.1.- Determinación del descenso de humedad

###### 13.4.1.4.2.- Altura de agua infiltrada "típica"

###### 13.4.1.4.3.- Altura de agua infiltrada "ajustada"

###### 13.4.1.4.4.- Evaluación

###### 13.4.1.4.5.- Conclusiones

### 13.5.- RIEGO POR INUNDACION

#### 13.5.1.- Técnica de la evaluación

##### 13.5.1.1.- Equipo necesario

##### 13.5.1.2.- Procedimiento a emplear en los ensayos de campo

##### 13.5.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

### 13.- EVALUACION Y MEJORA DE SISTEMAS DE RIEGO

La metodología expuesta a lo largo de los ocho primeros capítulos - del trabajo "Material básico para la redacción de un Manual S.A.R.", permite prever, en un momento dado, la fecha del próximo riego y la cantidad de agua a aplicar en el mismo. Es evidente que cuando esta información se comunica al regante, éste recibe una orientación valiosísima que le permitirá utilizar el agua de riego con un mayor aprovechamiento.

Sin embargo, el problema de la correcta utilización del agua por el regante es mucho más complejo, pues, además de la determinación de las fechas y dosis de riego tiene muchos otros aspectos como por ejemplo, el manejo del agua en las redes de distribución hasta la unidad de riego y las prácticas de aplicación del agua en estas unidades. La eficacia de las orientaciones a que antes nos hemos referido depende muy estrechamente del grado de eficiencia en estos otros aspectos y en particular, de las prácticas en aplicación, hasta el punto de que, sin un mínimo de racionalización de éstas, no puede esperarse utilidad práctica alguna por muy sistemáticamente que se faciliten al regante las orientaciones aludidas.

A fin de contribuir a promover un nivel suficiente de estas prácticas, como fase previa en la implantación de Servicios de Asesoramiento de Riego, se ha juzgado interesante incorporar a esta recopilación de material básico para el Manual S.A.R. los capítulos que siguen, acerca de las técnicas de evaluación y mejora de sistemas de riego.

Estas técnicas de evaluación y mejora de los sistemas de riego permiten conocer, basándose en las conclusiones obtenidas a través de diversos ensayos de campo, la corrección con que se está realizando el riego; además, si el riego es defectuoso, proporcionan los criterios a seguir para corregir las imperfecciones advertidas.

Del elevado número de variables implicadas en estos temas (caudal, pendiente del terreno, duración del riego, longitud y anchura de las unidades, capacidad de absorción de agua y textura del suelo, cultivo, descenso tolerable de humedad, etc.) y del hecho de que todas ellas estén directa o indirectamente relacionadas, se desprende que los problemas que se van a tratar no siempre tendrán una solución evidente e inmediata. Sin embargo, es indudable que el hecho de que esta metodología permita conocer, en una zona regable, si se aprovecha bien el agua de riego o no y en esta último caso proporcione el método para averiguar los motivos a que ello obedezca, hace que no se pueda dudar de su interés.

Estos capítulos han sido elaborados utilizando como documentación básica trabajos realizados por Merriam (fundamentalmente), Alfaro, Criddle, Davis, Pair, Shockley y Constantinidis. Estos especialistas han trabajado en condiciones que no siempre coinciden con las nuestras en cuanto a suelo, clima, cultivo, dimensiones de las unidades de riego, magnitud de los caudales disponibles e incluso en cuanto a los propios sistemas de riego. Será pues necesario adaptar la metodología básica aquí expuesta, a las condiciones particulares de cada caso, lo que requerirá el consiguiente esfuerzo de estudio e investigación. Este aspecto acentúa el carácter preliminar de este trabajo, el cual, tras las revisiones y ampliaciones oportunas, se espera pueda ser empleado con utilidad en los Servicios de Asesoramiento de Riegos.

### 13.1.- CONCEPTOS PREVIOS

La evaluación de un sistema se funda en la aplicación práctica de diversos conceptos pertenecientes a la técnica del riego. Estos conceptos están relacionados con la realización de unos ensayos de campo de cuya correcta elaboración dependa, en gran parte, la validez de los resultados obtenidos. Para efectuar estos ensayos debe seleccionarse, previamente, un lugar representativo de las condiciones medias de la parcela. Tanto los rie-

gas de prueba como el resto de los ensayos deben iniciarse cuando el terreno está en condiciones de humedad similar a las que preceden a un riego normal; de esta forma las deducciones obtenidas a partir de los datos hallados constituirán una base real para introducir, si es que son precisas, las modificaciones convenientes.

En este apartado, a manera de recordatorio, se incluye la definición de los conceptos antes aludidos; todos ellos son de carácter eminentemente práctico.

#### 13.1.1.- Curva de avance

Es la representación gráfica del avance de la lámina de agua, en la unidad de riego de pié, en función del tiempo (a partir del momento en que se inicia el riego). Generalmente, se representa en coordenadas rectangulares; - suele presentar una pendiente suavemente creciente. En algunos casos, con el fin de facilitar la extrapolación más allá de los límites de la parcela, se representa en papel logarítmico.

#### 13.1.2.- Curva de retirada

Es la representación gráfica de la retirada de la lámina de agua, en la unidad de riego de pié, en función del tiempo (a partir del momento en que se corta la entrada del agua de riego). En el riego por fajas, generalmente, es ascendente, y tiene la forma aproximada de una S; no obstante, puede presentar variaciones si la pendiente del terreno no es constante o se producen encharcamientos en algún punto bajo; e incluso puede ser decreciente en algunos casos. En riego por surcos, la curva de retirada, que se inicia casi inmediatamente después de cortar la entrada del agua, generalmente, puede representarse por medio de una recta horizontal.





### 13.1.3.- Curva de riego

Se obtiene trasladando la curva de avance, paralelamente al eje de ordenadas, una distancia igual al tiempo necesario para que se infiltre en el terreno la altura de agua que corresponde al descenso de humedad existente en el mismo ( $T_i$ ).

Esta curva indica el tiempo durante el cual el agua debería estar sobre la superficie del terreno. En un riego perfecto debería coincidir con la curva de retirada, pero, en la práctica, esto es imposible de conseguir.

### 13.1.4.- Tiempos

#### a) Tiempo de riego ( $T_i$ )

Es el necesario para que se infiltre en el terreno la altura de agua que corresponde exactamente al descenso de humedad existente.

#### b) Tiempo de aplicación ( $T_a$ )

Es el tiempo durante el cual el agua está entrando en la unidad de riego.

#### c) Tiempo de oportunidad ( $T_o$ )

Es el tiempo durante el cual el agua permanece, en un determinado punto, sobre la superficie del terreno, (desde que llega a él hasta que desaparece).

#### d) Tiempo de avance ( $T_{av}$ )

Es el que tarda el frente de agua en llegar desde la cabecera de la unidad hasta el extremo inferior de ésta.



e) Tiempo de retardo ( $T_r$ )

Es el que tarda el agua en desaparecer de la cabecera de la unidad - una vez que se ha cortado la entrada del agua ( $T_r = T_o - T_a$ ).

13.1.5.- Caudales

a) Caudal inicial

Es el caudal con que se inicia el riego en los sistemas de fajas y - surcos. Es preferible que, siempre que no produzca erosión, sea el máximo - posible con objeto de conseguir que el frente de agua llegue rápidamente al final de la unidad de riego.

b) Segundo caudal

En algunos casos, y con objeto de reducir las pérdidas por escorrentía, el caudal inicial se reduce a otro menor al que se le designa "segundo caudal". Puede, incluso, ser conveniente utilizar más de dos caudales.

13.1.6.- Eficiencias

a) Eficiencia de distribución ( $E_d$ )

Es la relación, expresada en porcentajes, entre la altura mínima, de agua, infiltrada a través del terreno y la altura media infiltrada.

En los sistemas de riego de gravedad el valor de  $E_d$  aumenta conforme aumenta el tiempo de aplicación ( $T_a$ ). Es más significativa cuando la altura mínima infiltrada coincide con el descenso de humedad del terreno; su valor se puede considerar, entonces, como la eficiencia de distribución del sistema. Se expresa mediante:

$$E_d = \frac{\text{altura mínima infiltrada (mm.)}}{\text{altura media infiltrada (mm.)}} \times 100$$

Para evaluar los sistemas de aspersión, se utilizan, como se verá posteriormente, un cierto número de vasijas en las que se recoge el agua arrojada por los aspersores. Las cantidades de agua recogidas son los datos básicos a partir de los cuales se realiza la evaluación. Para la determinación de  $E_d$  se utilizan esos valores (suponiendo que no exista escorrentía).

$$E_d = \frac{\text{aplicación mínima recibida (mm/hora)} \times T_a \text{ (horas)}}{\text{aplicación media recibida (mm/hora)} \times T_a \text{ (horas)}} \times 100$$

b) Eficiencia de riego del sistema ( $E_i$ )

Es la relación, expresada en porcentaje, entre la altura mínima de agua infiltrada a través del terreno, cuando esta altura coincide con el descenso de humedad existente en el suelo, y la altura media aplicada. Es especialmente significativa cuando el déficit de agua del terreno es precisamente el descenso tolerable de humedad. Este parámetro refleja hasta que punto el sistema puede trabajar correctamente cuando suministra la cantidad de agua adecuada.

En sistemas de riego por gravedad:

$$E_i = \frac{\text{altura mínima infiltrada (igual al descenso de humedad del terreno) (mm)}}{\text{altura media aplicada (mm)}} \times 100$$

En sistemas de aspersión:

$$E_i = \frac{\text{aplicación mínima recibida (mm/hora)} \times T_i \text{ (horas)}}{\text{aplicación media suministrada (mm/hora)} \times T_i \text{ (horas)}} \times 100$$

c) Eficiencia de aplicación ( $E_a$ )

Es la relación, expresada en porcentaje, entre la altura mínima, de agua, retenida en la zona radicular (de donde pueda ser tomada por el cultivo) y la altura media total que ha suministrado realmente el sistema. Este -

término se puede aplicar a una parcela, a una finca, o a un área determinada y también a un determinado riego o a todos los del año.

Para sistemas de riego de gravedad

$$E_a = \frac{\text{altura mínima retenida en la zona radicular (mm)}}{\text{altura media suministrada (mm)}} \times 100$$

En los sistemas de aspersión:

$$E_a = \frac{\text{altura mínima retenida en la zona radicular (mm)}}{\text{aplicación media suministrada (mm/hora) \times T_a (horas)}} \times 100$$

o bien, cuando el riego ha cubierto el déficit de humedad del terreno o lo ha superado:

$$E_a = \frac{\text{valor mínimo recibido (mm/h.) \times T_r (horas)}}{\text{aplicación media suministrada (mm/h.) \times T_a (horas)}} \times 100$$

### 13.1.7.- Curvas de infiltración

Son la representación gráfica del proceso de infiltración del agua a través de la superficie del terreno. Los ensayos que sirven de base pueden realizarse utilizando cilindros de infiltración, o bien, en riego por surcos, determinando el agua que se infiltra en un tramo del surco. En este segundo caso es preciso emplear dos aforadores para medir el caudal entrante y saliente, obteniéndose el agua infiltrada por diferencia entre ambos.

#### a) Curva de velocidad de infiltración

Relaciona la velocidad instantánea de infiltración con el tiempo transcurrido desde el comienzo del ensayo. Puesto que la función que liga a ambas variables es del tipo:

$$I = a T^b \quad (I \text{ mm/hora ; } T \text{ min.})$$

si se utilizan coordenadas logarítmicas dicha función viene representada por una recta.

b) Curva de altura de agua infiltrada

Expresa la altura de agua infiltrada, desde el comienzo del ensayo, en función del tiempo transcurrido. La función que liga a ambas variables es — del tipo:

$$A = \frac{a}{60(b+1)} T^{b+1} \quad (A \text{ mm. ; } T \text{ min})$$

por lo que también viene representada por una línea recta cuando se utilizan coordenadas logarítmicas.

## 13.2.- RIEGO POR ASPERSION

El método de evaluación, que a continuación se expone, es aplicable a aspersores giratorios con un modelo cónico de distribución de la lluvia. Para obtener una aplicación de agua uniforme es necesario el solape de cuatro o seis aspersores.

No es aplicable directamente a tuberías perforadas, aspersores gigantes ni a máquinas de riego giratorias, precisando de las adaptaciones convenientes para ser utilizado en todos estos casos.

### 13.2.1.- Técnica de la evaluación

Mediante la técnica de evaluación se determina en el campo:

- 1) El valor del caudal de los aspersores ensayados.
- 2) La presión en las boquillas de los aspersores en el punto de ensayo y a lo largo de las alas regadoras.
- 3) La altura de agua recogida en unas vasijas de medida.
- 4) La duración del ensayo.
- 5) La separación entre aspersores y la distancia entre alas.

Es muy conveniente obtener otros datos adicionales tales como: los modelos de pluviometría que se obtienen para diferentes presiones, el valor de la presión a lo largo de la tubería principal y la presión a la salida de la bomba.

El estudio de los datos recopilados permite valorar:

- a) La eficiencia de distribución.
- b) La eficiencia de riego potencial del sistema.
- c) Su eficiencia de aplicación.

Dichos parámetros se obtienen, desde luego, para las condiciones en que está siendo utilizado el sistema.

El estudio detenido de la información recogida permite juzgar sobre la conveniencia de introducir algunas modificaciones como, por ejemplo:

- a) Variar la separación entre las tuberías o aspersores, para lo cual se determinan, previamente, las eficiencias correspondientes a las nuevas disposiciones estudiadas.
- b) Utilizar tuberías de distintos diámetros tanto en la tubería principal como en las alas de aspersores.
- c) Variar la presión de trabajo.
- d) Variar la duración de los riegos, etc.

Evidentemente, es necesario tener muy en cuenta los aspectos económicos en el momento de aconsejar alguna modificación.

#### 13.2.1.1.- Material necesario

El material necesario para la realización de los ensayos es el siguiente:

- 1) Un manómetro unido a un tubo de Pitot.
- 2) Cronómetro.
- 3) Un recipiente aforado (para aspersores grandes su capacidad debe ser al menos de 4 litros).
- 4) Uno o dos tramos de manguera, de aproximadamente, 1,20 m. de longitud.
- 5) Veinticinco a cincuenta vasijas metálicas (pueden ser simplemente botes).
- 6) Varilla, para medir la altura recogida en las vasijas, o bien un cilindro graduado.
- 7) Cinta métrica.
- 8) Cuatro o cinco trozos de alambre cuya longitud aproximada, sea de 1,50 metros.



### 13.2.1.2.- Procedimiento a emplear en los ensayos de campo

- 1) Se elige el punto del ala de riego en el cual se ha de realizar el ensayo. Puede ser aquel en el que la presión secundaria representativa. También pueden ser dos puntos, próximos a los extremos del ala de riego, con el fin de observar los efectos de la variación de presión que exista entre ellos.

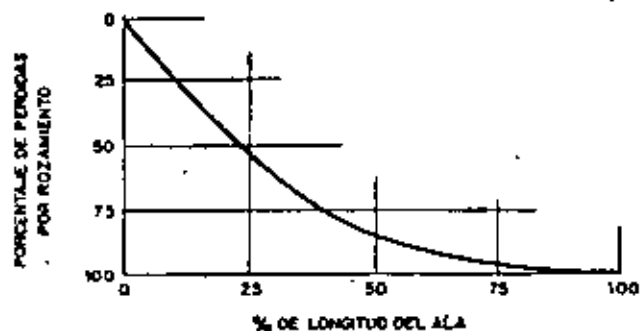
Como indica la Figura 13, en un ala de riego la pérdida de presión, debida al rozamiento, se produce de modo que, cuando los aspersores son numerosos, el 50% tienen lugar en el primer quinto de la longitud de la tubería y ya en la primera mitad de la tubería se ha producido el 67% de dicha pérdida, aproximadamente.

La presión más representativa puede encontrarse hacia el punto  $1/3$ ; los aspersores que quedan más próximos a la tubería principal que dicho punto trabajan a presiones sensiblemente más altas y, en la dirección opuesta, los aspersores restantes lo hacen a presiones ligeramente más bajas.

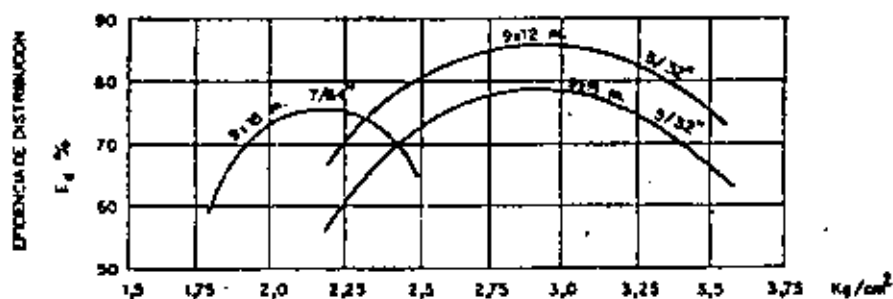
Cuando la diferencia de presión entre los extremos del ala es considerable, es aconsejable efectuar ensayos con diferentes presiones. Los puntos de ensayo no deben ser precisamente los aspersores extremos, puesto que en ellos el golpe no es adecuado, sino los más próximos a ellos en los que no se presente dicha irregularidad.

La Figura 14 muestra como varía la eficiencia de distribución al modificar la separación entre los aspersores, la presión de funcionamiento o el tamaño de la boquilla empleada.

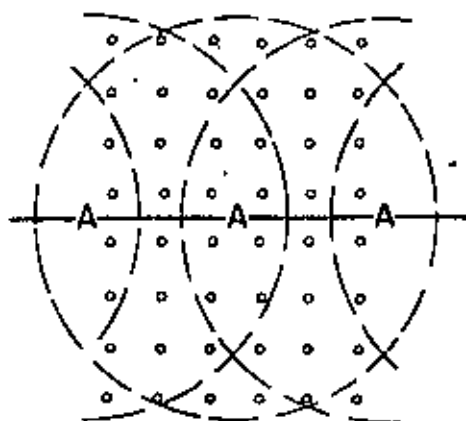
**FIGURA 13**  
**PERDIDAS DE PRESION A LO LARGO DE UNA TUBERIA CON MULTIPLES SALIDAS**



**FIGURA 14**  
**VARIACIONES DE LA EFICIENCIA DE DISTRIBUCION CON LA SEPARACION ENTRE ALAS, LA PRESION Y EL DIAMETRO DE BOQUILLA**



**FIGURA 15**  
**COLOCACION DE LAS VASIJAS**



- 2) Se colocan las vasijas, formando cuadrícula, entre dos o tres aspersores de forma que se cubra, con dicha cuadrícula, toda la superficie sobre la que aquellos arrojen el agua. - Es preferible cubrir dos zonas entre tres aspersores puesto que, frecuentemente, existen variaciones entre ellos. Deben utilizarse por lo menos 24 vasijas separándolas como máximo 3 x 3 metros. Si las posiciones de los aspersores van a ser siempre fijas las vasijas pueden colocarse en el área limitada por cuatro aspersores, pero, debe tenerse en cuenta, que el resultado del ensayo no se puede utilizar para analizar otras separaciones distintas a la de prueba.

En la Figura 15 se indica la forma en que deben colocarse las vasijas. Éstas deben situarse bien derechos y de forma que la vegetación no impida la entrada del agua en su interior. Deben ser todas de la misma altura, sin embargo, pueden ser de diferente diámetro.

- 3) En aquellos climas donde la evaporación sea apreciable debe colocarse una vasija testigo, con una altura de agua similar a la que se espera recoger en las demás vasijas, con el fin de poder valorar la cuantía de las pérdidas por evaporación.
- 4) Se anota el modelo y diámetro de la boquilla; la altura del tubo porta-aspersor, comprobando su verticalidad; el diámetro del ala y su pendiente. El aspersor situado en el punto de prueba se sujeta con alambre para impedir que gire.
- 5) Se dá entrada al agua de modo que el ala de riego, que se va a probar, se vaya llenando poco a poco; una vez llena se varía la presión, observando, para valores bajos, medios y altos de ella, la trayectoria y la dispersión de las gotas y el efecto del viento en cada caso. Posteriormente se mantie

ne a la presión para la que se desea hacer el ensayo.

- 6) Se mide la presión en los aspersores en varios puntos del ala y al final de ella, con objeto de conocer las variaciones que existen, las cuales serán debidas a las pérdidas — por rozamiento y a la diferencia de cotas. El tubo de Pitot del manómetro debe colocarse en el centro del chorro, que debe incidir directamente sobre la punta del pitot; éste debe situarse a unos 3 mm. de la boquilla del aspersor. Es conveniente mover ligeramente el aparato en el momento de efectuar la lectura anotándose la más alta de las registradas.

Al final del ensayo debe comprobarse la presión.

- 7) A continuación se anota el tiempo que tarda el aspersor en llenar el recipiente aforado. Para ello previamente se une el tramo de manguera, por uno de sus extremos, a la boquilla y el otro se introduce en el recipiente; si el aspersor tiene dos boquillas deberán aforarse las dos para obtener el caudal total. No es extraño que el caudal medido sea superior al indicado por el fabricante (para la misma presión).

Deben hacerse varias medidas con el fin de obtener un valor medio.

- 8) Se comienza el ensayo dejando ya que los aspersores giren libremente y comprobando previamente que, hasta ese momento, no ha caído agua en las vasijas. Se anota la hora en que empieza el ensayo. Para las anotaciones puede utilizarse un impreso del tipo del de la Figura 16.

- 9) Se anotan las condiciones climatológicas: temperatura, humedad, nubosidad e intensidad y dirección del viento. Esta



Última puede indicarse, como en la figura 16, trazando una flecha que señale la dirección relativa con respecto a la - de circulación del agua en el ala.

- 10) Al finalizar la prueba se debe evitar que el chorro de los aspersores ensayados caiga sobre las vasijas; para ello pueden detenerse los aspersores en una posición tal que el chorro no caiga sobre ellos o bien se dirige el chorro hacia el terreno. Antes de cortar la entrada del agua se comprueba la presión y se anota la hora.

La duración del ensayo conviene que sea la misma que la de un riego completo con el fin de que se pueda observar el efecto total del viento y la evaporación. La duración mínima debe ser, al menos, la que corresponda a una altura de agua recogida en las vasijas de 12 mm.; las medidas, en ese caso deben hacerse con especial exactitud.

- 11) Se mide la altura de agua recogida en las vasijas observando si, todas ellas, están en posición correcta. Se toma nota de aquellas vasijas que hayan recibido una cantidad de agua excesivamente grande, o pequeña, en relación con las demás, intentando encontrar el motivo que lo justifique.

Si el ensayo ha sido corto, y por tanto las cantidades recogidas por las vasijas son pequeñas, quizá sea conveniente utilizar una probeta para efectuar las mediciones.

Los datos registrados se transforman en mm./hora y se anotan en el impreso (Figura 16).

### 13.2.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

Se supone que el ensayo es representativo y que en otras posiciones darán resultados similares. (Esta suposición, excepto para posiciones de 24 horas, no siempre es absolutamente correcta, especialmente si el viento o la evaporación son intensos durante un cierto periodo). La parte de la derecha del gráfico (parte inferior de la Figura 16) pueda solaparse, como si fuera otra posición del ala de riego, con la parte izquierda. Cuando la separación que se va a realizar es múltiplo de la distancia entre las vasijas, la suma, de las alturas de agua recogidas en las vasijas coincidentes en el solape, representa un riego completo. En la Figura 17 se indica la forma de efectuar dicho solape.

### 13.2.1.4.- Caso práctico

A continuación, y como complemento de lo expuesto, se analizan las condiciones de funcionamiento y la calidad del riego realizado con un equipo de aspersión.

Los datos obtenidos en el ensayo de campo aparecen registrados en la Figura 16.

El descenso de humedad del terreno existente en el momento de iniciar el riego es de 111 mm. de altura de agua.

Durante los riegos el equipo se mantiene en funcionamiento en cada posición durante 23,5 horas, sin que se apreciase escorrentía.

Primeramente se obtienen las distintas eficiencias de riego cuyos valores son básicos para poder establecer un juicio sobre los aspectos antes indicados. Los datos obtenidos permiten calcular estas eficiencias no solo para la separación de alas y aspersores con que se está empleando el equipo sino para otras posiciones distintas, lo que proporciona, si se desea, una comparación cuantitativa de varias hipótesis de funcionamiento.

### 13.2.1.4.1.- Eficiencia de distribución

El valor de la eficiencia de distribución indica hasta que punto el equipo está trabajando de forma adecuada y permite, además, estimar la magnitud de las pérdidas por percolación.

Exprésese la relación entre el valor mínimo y el valor medio recogido en las vasijas durante el ensayo.

Se considera como valor mínimo la media de los valores correspondientes a las vasijas (una cuarta parte del total), que menos agua hayan recibido, (Definición de valor mínimo empleada por el Soil Conservation Service).

Si la cantidad mínima infiltrada coincide con el déficit de humedad del terreno, el exceso, sobre aquella, de las restantes alturas infiltradas percolara por debajo de la zona radicular. El porcentaje que, en relación con el total aplicado, suponen las pérdidas viene expresado por  $(100 - E_d)$ .

En la Figura 17 se han utilizado los resultados del ensayo, correspondientes a los aspersores  $A_5$  y  $A_6$ ; superponiendo los datos de la parte izquierda del ala con los de la parte derecha, se obtienen, para la separación  $9 \times 15$  m., con la que está funcionando el equipo de riego, los siguientes valores:

$$\text{Valor mínimo recibido} = \frac{5,8 + 5,5 + 5,0 + 5,6}{4} = 5,5 \text{ mm./hora}$$

$$\text{Valor medio recibido} = \frac{5,8 + 7,8 + \dots + 8,1}{15} = 6,7 \text{ mm./hora}$$

(En la Figura 17 las cifras entre paréntesis indican las desviaciones con respecto al valor medio, cifras que serán utilizadas en el apartado siguiente):

$$E_d = \frac{5,5}{6,7} \times 100 = 82\%$$

En la Figura 18 se ha repetido el mismo procedimiento para una separación  $9 \times 12$  m., obteniéndose los siguientes resultados:



FIGURA 17

RESULTADOS OBTENIDOS PARA SEPARACION 9 x 15 m.

15 m.					
A6					A6
ALA EN POSICION 1	-	2,5	5,3	6,1	7,1
	5,8	5,3	0,7	-	-
	5,8	7,8	6,0	6,1	7,1
	-(0,9)	+(1,1)	-(0,7)	-(0,6)	+(0,4)
ALA EN POSICION 1	-	2,8	5,3	6,6	7,9
	7,9	4,1	0,2	-	-
	7,9	6,9	5,5	6,6	7,9
	+(1,2)	+(0,2)	-(1,2)	-(0,1)	+(1,2)
ALA EN POSICION 2	-	2,5	4,0	5,6	8,1
	7,9	3,8	1,0	-	-
	7,9	6,3	5,0	5,6	8,1
	+(1,2)	-(0,4)	-(1,7)	-(1,1)	+(1,4)
A5					A5
					9 m.

FIGURA 18

RESULTADOS OBTENIDOS PARA SEPARACION 9 x 12 m.

12 m.				
A6				A6
ALA EN POSICION 1	2,5	5,3	6,1	7,1
	5,8	5,3	0,7	-
	8,3	10,6	6,8	7,1
ALA EN POSICION 1	2,8	5,3	6,6	7,9
	7,9	4,1	0,2	-
	10,7	9,4	6,8	7,9
ALA EN POSICION 2	2,5	4,0	5,6	8,1
	7,9	3,8	1,0	-
	10,4	7,8	6,6	8,1
A5				A5
				9 m.

Valor mínimo = 6,7 mm./h.

Valor medio = 8,4 mm./h.

$$E_d = 80\%$$

Del mismo modo utilizando los datos obtenidos para los aspersores  $A_4$  y  $A_5$  (en lugar de  $A_5$  y  $A_6$ ) pueden obtenerse los valores correspondientes a estas u otras separaciones.

#### 13.2.1.4.2.- Coefficiente de uniformidad

Viene expresado por:

$$C_u = 100 \left( 1 - \frac{\sum d}{nM} \right), \text{ donde}$$

$n$  = nº de vasijas

$M$  = media de los valores obtenidos en las vasijas

$\sum d$  = suma de las desviaciones con respecto a  $M$  (en valor absoluto).

Para la separación  $9 \times 15$ , (Figura 17, las cifras entre paréntesis indican las desviaciones con respecto al valor medio), se obtiene:

$$C_u = 100 \left( 1 - \frac{13,4}{15 \times 6,7} \right) = 87\% \text{ (para los aspersores } A_5 \text{ y } A_6).$$

#### 13.2.1.4.3.- Eficiencia del sistema de riego

La eficiencia de riego del sistema ( $E_1$ ) indica la efectividad con la que los aspersores pueden utilizar el agua de riego. Cuando se conoce el valor de  $E_1$  se puede determinar la cantidad de agua que se requiere para regar satisfactoriamente una parcela.

Esta eficiencia expresa hasta qué punto los aspersores ensayados son capaces de trabajar adecuadamente si se los mantiene en funcionamiento el tiempo necesario para satisfacer exactamente el descenso de humedad del terreno; es por tanto una medida del funcionamiento más perfecta — de que son capaces los aspersores y debe considerarse como el potencial — del sistema.

$$E_1 = \frac{\text{Valor mínimo recibido}}{\text{Valor medio suministrado}} \times 100$$

En el presente caso, (para los aspersoras  $A_5$  y  $A_6$  en separación  $9 \times 15$  m.), el valor mínimo, según se obtuvo anteriormente, es de 5,5 mm./hora.

El valor medio suministrado se obtiene dividiendo el caudal — del aspersor (determinado durante el ensayo), por la superficie ideal que le corresponde humedecer durante el riego:

$$\text{Valor medio suministrado} = \frac{1.036 \text{ l/hora}}{9 \times 15 \text{ m}^2} = 7,6 \text{ mm./hora}$$

$$\text{Por tanto } E_1 = \frac{5,5}{7,6} \times 100 = 72\% \quad (\text{separación } 9 \times 15, \text{ aspersores } A_5 \text{ y } A_6).$$

#### 13.2.1.4.4.- Eficiencia de aplicación

El grado de efectividad con que se utilizan los aspersores se valora por la relación entre el agua que queda retenida en la zona radicular, a disposición del cultivo, y la cantidad total aplicada. Si el riego es excesivo una parte del agua aplicada se pierde por percolación y el valor de  $E_a$  es bajo. Si el riego es insuficiente solo existen pérdidas por evaporación, puesto que no hay pérdidas por percolación.

$$E_a = \frac{\text{Altura mínima retenida en la zona radicular}}{\text{Altura media aplicada}} \times 100$$

Puesto que en el caso de este ensayo el riego normal se prolonga durante 23,5 horas, la altura media aplicada, teniendo en cuenta el apartado anterior, es:

$$7,6 \text{ mm./h.} \times 23,5 \text{ horas} = 178 \text{ mm.}$$

El valor mínimo infiltrado es:

$$5,5 \text{ mm./h.} \times 23,5 \text{ horas} = 129 \text{ mm.}$$

No obstante, puesto que el descenso de humedad del suelo al comienzo del riego era de 111 mm., de los 129,2 infiltrados únicamente quedan retenidas 111 mm.; por tanto:

$$E_a = \frac{111}{178} \times 100 = 63\%$$

#### 13.2.1.4.5.- Conclusiones

Observando los datos registrados durante el ensayo y los valores de eficiencia calculados se obtienen las siguientes conclusiones:

- 1º) Las presiones a lo largo del ala se mantienen muy uniformes: La constancia de la presión se ve favorecida por la pendiente descendente del remal que compensa las pérdidas por rozamiento, e incluso, en la parte final, hace que quedan superadas.
- 2º) El punto de ensayo elegido (entre los aspersores 4,5 y 6) es correcto puesto que la presión en ellos es muy uniforme. No se hicieron pruebas con distintas presiones, lo que podría haber sido interesante (Figura 14).

3º) Las pérdidas de agua, distintas de las de percolación, se obtienen por diferencia entre las cantidades medias aplicadas y las cantidades medias recogidas en las vasijas. Estas pérdidas incluyen la evaporación de las gotas en el aire, el agua que cae fuera del área cubierta por las vasijas y la evaporación que exista en éstas. Las pérdidas por evaporación en el aire dependen de la humedad, de la temperatura del aire y del agua, y del tamaño de las gotas; pueden variar desde un 2 ó 3% hasta por encima del 15%, siendo menores por la noche que en el día. El arrastre de lluvia por el viento depende de la velocidad de éste y del tamaño de las gotas; en algunos casos puede ser despreciable pero hay otros en que por su efecto se originen pérdidas superiores al 5%. Las pérdidas por evaporación en las vasijas pueden llegar a superar los 5 mm./día; dependen principalmente de la nubosidad, de la humedad y del viento.

Puesto que tanto las medidas de las cantidades aplicadas, como las de las recogidas, tienen un límite práctico de exactitud y dado que las pérdidas a que aludimos son la diferencia entre ambas, es evidente que el valor obtenido debe ser considerado únicamente como una aproximación.

En el presente caso, para separación entre espersores de 9 x 15 m., y utilizando los datos referentes a los espersores  $A_5$  y  $A_6$  se tiene:

Valor medio aplicado = 7,6 mm./hora

Valor medio recogido = 6,7 mm./hora.

Pérdidas = 7,6 - 6,7 = 0,9 mm./hora., o bien

% de pérdidas =  $\frac{0,9}{7,6} \times 100 = 12\%$

- 4º) La separación utilizada (9 x 15 m.), puede considerarse correcta en cuanto a uniformidad de distribución, puesto que los valores de  $E_d$  superiores al 80% se consideran aceptables y en este caso  $E_d = 82\%$ . Los valores de  $C_u$  superiores al 85% también se consideran correctos ( $C_u = 87\%$ ).
- 5º) La duración del riego debería haber sido menor con el fin de que la aplicación hubiese sido de 111 mm. en lugar de 129. Puesto que el valor mínimo infiltrado es 5,5 mm./h., la duración del riego debería ser de 20 horas en vez de 23,5. Debe tenerse en cuenta, también, que las posiciones de menos de 24 horas pueden ser muy útiles para evitar períodos de viento intenso.
- 6º) Si se desea continuar utilizando el equipo con posiciones de 24 horas, podría reducirse la precipitación de los aspersores de dos formas: a) utilizando boquillas más pequeñas b) reduciendo la presión. Estos cambios afectarían directamente a las características de funcionamiento del equipo, y por supuesto a las eficiencias de riego, por lo que sería necesario efectuar nuevas pruebas.

No se han incluido en esta evaluación los aspectos económicos, que, evidentemente, tienen un considerable interés. En los sistemas de aspersión, en los que, generalmente, la presión se suministra por medio de una bomba, las pérdidas de carga en las tuberías, o la obtención de altas presiones para tener gran capacidad en el sistema, pueden hacer que esto no sea favorable económicamente. No obstante, actualmente, estas cuestiones, como también las referentes al estudio de la mano de obra, quedan más allá de los límites impuestos a este trabajo.

### 13.3.- RIEGO POR SURCOS

La evaluación de un sistema de riego por surcos puede cumplir varios objetivos. Fundamentalmente, proporciona información sobre la perfección con que se esté realizando el riego y orienta sobre las variaciones que se deben introducir cuando es defectuoso. Los criterios obtenidos de la evaluación pueden ser también aplicados a otras unidades de riego, distintas de aquella en la que se realizan las pruebas, cuando sus condiciones de suelo, cultivo, etc., son similares.

#### 13.3.1.- Técnica de la evaluación

Mediante el proceso que a continuación se expone se pueden obtener información sobre los siguientes aspectos:

- 1) El valor del caudal o de los caudales empleados
- 2) Las características del avance del agua a lo largo de los surcos al dar entrada en ellos el caudal de riego.
- 3) El caudal máximo que puede utilizarse sin que se produzca el desbordamiento de los surcos o la erosión del terreno.
- 4) Las características de la infiltración del agua en los surcos.
- 5) Las condiciones en que se encuentran (estables, deteriorados, etc.).
- 6) El déficit de humedad del terreno.
- 7) La separación máxima entre surcos que permite garantizar un humedecimiento adecuado del terreno durante el riego.
- 8) La corrección del volumen de riego aplicado.
- 9) Forma de los surcos, anchura humedecida y profundidad.
- 10) Pendiente de los surcos.
- 11) Las características de la retirada del agua a lo largo de los surcos al cortar la entrada del caudal empleado.
- 12) Valor de la escorrentía para el caudal utilizado.
- 13) Textura y perfil del suelo.
- 14) Capacidad máxima de suministro de agua.

A partir de los datos obtenidos se pueden valorar: a) La eficiencia de distribución; b) la eficiencia de riego potencial del sistema; c) la eficiencia de aplicación.

El estudio detenido de toda la información recogida puede aconsejar la introducción de algunas variaciones en la realización del riego, como por ejemplo:

- a) Utilizar un caudal diferente del empleado.
- b) Variar la longitud de los surcos.
- c) Cambiar la forma de los surcos.
- d) Cambiar el descenso tolerable de humedad, para el que debe comenzar el riego.
- e) Variar la separación entre surcos.
- f) Construir un depósito para regular el suministro de agua.
- g) Ajustar los distintos parámetros para conseguir que la duración del riego sea acorde con el suministro de agua, o bien para que la comodidad del regador pueda ser mayor (cuando no sea aconsejable construir un depósito).
- h) Establecer un sistema de reutilización de agua que permita aprovechar la escorrentía, etc.

#### 13.3.1.1.- Material necesario

Es preciso disponer de los utensilios siguientes:

- 1) Cinta métrica
- 2) Jalones o estacas para situar a lo largo de los surcos
- 3) Cronómetro
- 4) Medidores de caudal (aforadores Parshall de pequeño tamaño, - vertederos, chapas con orificio, sifones, recipientes calibrados, etc.



- 5) Barrenas para suelos
- 6) Sonda para tomar muestras de suelos
- 7) Cilindros infiltrómetros
- 8) Útiles topográficos para determinar la pendiente de los surcos
- 9) Útiles para determinar la humedad del terreno
- 10) Impresos para anotar los datos registrados

#### 133.1.2.- Procedimiento a emplear en el trabajo de campo

1º) Se elige un lugar de la parcela que sea representativo de sus características (las condiciones edafológicas deberían ser homogéneas). El suministro de agua debe ser tal que permita introducir caudales constantes en los surcos.

2º) Se seleccionan varios surcos (tres o más). Pueden ser alternos con el fin de que las observaciones necesarias se puedan realizar sin tener que pisar terreno humedecido.

3º) Se colocan estacas, o jalones, a lo largo del surco separadas unos 30 metros entre sí. La primera señal (estación 0) debe situarse un poco alejada de la cabecera del surco con el fin de que el caudal entrante se estabilice antes de tomar los datos. Se deben medir las cotas de los distintos puntos con el fin de determinar la pendiente.

4º) Se instala un aforador en la estación 0 de cada surco. Se colocan también aforadores para efectuar el ensayo de infiltración; es conveniente comprobar el ensayo en más de un lugar o surco. Generalmente se realiza en un lugar próximo a la cabecera del surco con el fin de que su duración sea mayor. Para terrenos de velocidad de infiltración moderada o alta los medidores se pueden distanciar unos 30 m., si la velocidad es baja la separación puede ser mayor (unos 60 m.).

También deben colocarse aforadores al final de los surcos con el fin de poder medir la escorrentía.

5º) Se determina el déficit de humedad del suelo y se compara con el descenso tolerable de humedad.

6º) Se introducen al menos tres caudales constantes (de diferente magnitud con el fin de cubrir la posible gama de valores del caudal). Si no fuesen constantes, deberían anotarse sus variaciones.

Es preferible utilizar cuatro caudales, de los cuales, uno debería ser suficientemente grande como para que provocase una ligera erosión (a menos que estuviese limitado por la capacidad del surco) (\*), y otro, tan reducido, que difícilmente pudiese llegar al extremo inferior de la unidad. Los otros dos caudales deberían tener un valor intermedio entre ambos.

7º) Se anota el valor del caudal que circula por cada surco.

8º) Se anota el tiempo que tardan los distintos caudales en llegar a los sucesivos jalones.

9º) Se registran los datos del ensayo de infiltración. El ensayo debería hacerse durante todo el tiempo de riego, pero, en la práctica, puede acortarse algo. Para los terrenos de permeabilidad baja puede reducirse a tres horas siempre que el tiempo empleado por el agua en llegar al final del surco sea menor.

10º) Observese si se provoca erosión y si se desborda algún surco. Si los surcos son nuevos al principio se producirá un enturbiamiento del agua que no se considerará como erosión. Frecuentemente se produce algún arrastre de suelo al introducir el caudal, pero al cabo de un corto periodo de tiempo el terreno queda estabilizado; tampoco, en este caso, se considerará que existe erosión.

---

(\*) Cribilla de como valor aproximado del caudal (por surco) máximo no erosivo:

$$Q(1/\text{seg}) = \frac{0,631}{s} \text{ donde la pendiente, } s, \text{ viene expresada en } \%$$

11<sup>a</sup>) Debe observarse el caudal que sale por el extremo inferior de los surcos. Si se desea una evaluación detallada del sistema, se debe aforar el caudal que se vierte en varios intervalos de tiempo, o bien, estimarlo como porcentaje del caudal entrante.

La utilización o de un segundo caudal (o incluso de varios caudales sucesivos decrecientes), proporciona unos excelentes resultados siempre que el sistema de riego está correctamente diseñado. En estos casos el caudal se debe reducir cuando se aprecie que se está produciendo una importante escorrentía, que debería medirse para actuar con mayor seguridad.

12<sup>a</sup>) Si, una vez cortada la entrada del agua en los surcos, permanece en ellos, hasta desaparecer, durante un apreciable intervalo de tiempo, debería anotarse ese tiempo ( $t_g$ ), puesto que supone un periodo adicional durante el cual el agua puede infiltrarse en el terreno. En muchos casos, en el sistema de surcos, este periodo es despreciable.

13<sup>a</sup>) Debe comprobarse la penetración en profundidad del agua y su difusión lateral con objeto de controlar el frente de humedecimiento. Para ello puede utilizarse una barrena o sonda para obtener muestras de suelos. Las pruebas deben hacerse, el día siguiente al del riego, en varios puntos de cada surco. Puede obtenerse una información más completa haciendo unas calicatas que permitan la observación más directa.

#### 13.3.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

La información de campo es conveniente que quede representada gráficamente con objeto de facilitar su interpretación, de lo que se obtendrán las conclusiones oportunas.

Las curvas de avance, que indican el tiempo que tarda el agua en llegar a cada uno de los jalones o estacas colocados, se representan en coordenadas rectangulares. Es, a veces, conveniente extrapolar las curvas de

avanza más allá de la longitud real de la parcela; se utiliza entonces papel logarítmico sobre el cual su curvatura será muy ligera.

La curva de retirada, que indica el momento en que desaparece el agua en los distintos puntos de cada surco, también se puede representar; generalmente, se considera una línea recta horizontal, a menos que los datos de campo indiquen desviaciones significativas.

Las curvas referentes a los ensayos de infiltración se representan en papel logarítmico de varios ciclos. Las líneas de los distintos ensayos se representan por separado. Si son similares se puede añadir una línea que represente las condiciones medias, la cual reflejará aproximadamente el valor real.

#### 13.3.1.4.- Caso práctico

Se desea evaluar la calidad de riego realizado sobre una parcela, cultivada de maíz, de longitud 390 m., que está dividida por la mitad por una reguera auxiliar de distribución. El suelo es franco arenoso y de perfil homogéneo; se ha estimado que el agua útil es de 45,7 mm. por cada 30 centímetros de profundidad. Los surcos ya habían sido utilizados en riego anteriores; se encuentran limpios y en buen estado y su distancia entre ejes es de 0,90 m; su pendiente es de 0,2%.

El agua se mantiene circulando por los surcos durante 10 horas por motivos relacionados con la mano de obra sin que se utilice un segundo caudal.

Durante la evaluación se utilizaron tres caudales: el empleado normalmente en el riego, que aforado resultó ser de 65,24 l/min, y otros dos, inferiores a él, de 34,82 y 15,14 l/min.

Un azarbe, situado junto a la reguera intermedia, recoge una apreciable cantidad de aguas de escorrentía cuando se emplea el mayor de los caudales indicados.

#### 13.3.1.4.1.- Determinación del descenso de humedad

Se determinó el descenso de humedad hasta una profundidad de 1.20 m obteniéndose los siguientes resultados:

0 a 30 cm .....	40,4 mm.
30 a 60 cm .....	30,4 mm.
60 a 90 cm .....	15,2 mm.
90 a 120 cm .....	5,0 mm.

La suma de las cifras anteriores supone un descenso de 91 mm. La zona radicular es de 1 m., pero ha de aumentar puesto que el cultivo está en periodo de desarrollo.

#### 13.3.1.4.2.- Ensayos y curvas de infiltración

Las pruebas de infiltración se realizaron en el surco que conducía el caudal de 66,24 l/min, instalando, previamente, aforadores Pars-hall en las estaciones 0 y 2 (separadas entre sí 60 metros).

En las tres primeras columnas de la Figura 19 se resumen los datos registrados durante el ensayo de campo. La columna (4) se ha obtenido por diferencia entre las (2) y (3).

En la columna (5) se indica el factor que permite transformar los caudales infiltrados, columna 4, en alturas de agua infiltradas por unidad de tiempo, columna (6); puesto que la superficie que absorbe dichos caudales es de 0,90 m x 60 m. (anchura del surco x longitud del mismo), el valor del factor en este caso será:

$$I_{(mm/h)} = \frac{Q(l/min)}{0,90 \text{ m} \times 60 \text{ m}} \times 60 \text{ min/h} = Q \frac{60}{54} = 1,11 Q$$

es decir  $f = 1,11$

FIGURA 19

ENSAJO DE INFILTRACION Y DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LAS FUNCIONES DE INFILTRACION

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
TIEMPOS		CAUDAL ENTRADA (l/min.)	CAUDAL SALIDA (l/min.)	CAUDAL INFILTRADO (l/min.)	FACTOR	INFILTRACION (mm/h.) I	x=log T	y=log I	x <sup>2</sup>	xy
HORA	ACUMULADO T (min.)									
8:29	0	58,13								
8:34	5	54,73	46,53	19,68	1,11	21,84	0,69897	1,33025	0,48820	0,937068
8:40	11	54,73	52,24	14,00	1,11	15,94	1,04136	1,19145	1,09493	1,260760
8:49	20		54,50	11,74	1,11	13,03	1,30103	1,11494	1,692679	1,456570
9:03	34	58,13	50,40	9,84	1,11	10,92	1,53148	1,03422	2,365431	1,590013
9:20	51		56,40	9,84	1,11	10,92	1,70757	1,03422	2,915795	1,772833
9:47	76		56,40	9,84	1,11	10,92	1,89209	1,03422	3,500004	1,964206
10:24	115	58,13	58,67	7,57	1,11	8,40	2,05270	0,92428	4,246884	1,904664
							$\bar{x} = 10,21323$	$\bar{y} = 1,25458$	$\bar{x}^2 = 16,353445$	$\bar{xy} = 10,259342$

VELOCIDAD DE INFILTRACION INSTANTANEA.-  $I = a T^b \left\{ \begin{array}{l} I \text{ (mm/h)} \\ T \text{ (min)} \end{array} \right. \quad \log I = \log a + b \log T; \quad y = b x + \log a$

PENDIENTE:  $b = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}} = \frac{10,259342 - \frac{10,21323 \times 7,67458}{7}}{16,353445 - \frac{(10,21323)^2}{7}} = -0,263843$

ORDENADA EN ORIGEN:  $\log a = \bar{y} - \frac{\sum xy}{\sum x^2} \bar{x} = \frac{1,25458}{7} - \frac{10,259342}{16,353445} \times 10,21323 = 1,492818; \quad a = 30,96$

$I = a T^b \left\{ \begin{array}{l} I \text{ (mm/h)} \\ T \text{ (min)} \end{array} \right. \quad I = 30,96 \cdot T^{-0,263843}$

ALTIMETRIA DE AGUA INFILTRADA.-  $A = \frac{a}{60(b+1)} T^{b+1} \left\{ \begin{array}{l} A \text{ (mm)} \\ T \text{ (min)} \end{array} \right. \quad \log A = \log \frac{a}{60(b+1)} + (b+1) \log T; \quad A = (b+1) x + \log \frac{a}{60(b+1)}$

PENDIENTE:  $b + 1 = -0,263843 + 1 = 0,731157$

ORDENADA EN ORIGEN:  $\frac{a}{60(b+1)} = \frac{30,96}{60(0,731157)} = 0,71$

$A = 0,71 T^{0,73} \left\{ \begin{array}{l} A \text{ (mm)} \\ T \text{ (min)} \end{array} \right.$

Los valores de los parámetros  $a$  y  $b$ , de la función que relaciona la velocidad de infiltración instantánea con el tiempo ( $I = a T^b$ ), han sido calculados a partir de las parejas de valores  $(T, I)$  que figuran en las columnas (1) y (6). Para ello se ha tenido en cuenta que la relación  $I = a T^b$ , en coordenadas logarítmicas, viene representada por una recta, de la cual  $a$  y  $b$  son, precisamente, la pendiente y ordenada en el origen, por lo que pueden calcularse, fácilmente, mediante la obtención de la recta de regresión correspondiente a las parejas de valores  $(T, I)$  antes citadas.

La determinación de los parámetros de la función que relaciona la altura de agua infiltrada con el tiempo transcurrido ( $A = \frac{a}{60(b+1)} T^{b+1}$ ), se ha realizado siguiendo análogos criterios.

En la Figura 19 se dan los cálculos necesarios para la obtención de las funciones que relacionan la velocidad de infiltración instantánea y la altura de agua infiltrada con el tiempo transcurrido desde el comienzo del ensayo. Las funciones obtenidas son las siguientes:

$$I = 30,96 T^{-0,2688}$$

$$A = 0,71 T^{0,7057}$$

donde;  $I$  es la velocidad de infiltración en mm/hora,  $A$  la altura de agua infiltrada en mm. y  $T$  el tiempo transcurrido, desde el comienzo del ensayo, en minutos.

En la Figura 20, sobre papel logarítmico, se han representado las dos funciones anteriores, que, con los ejes de coordenadas empleados, aparecen como rectas. También se han señalado los puntos representativos de las parejas de valores  $(T, I)$ , a partir de las cuales se determinaron los parámetros que definen dichas funciones.

FIGURA 20 - CURVAS DE INFILTRACION

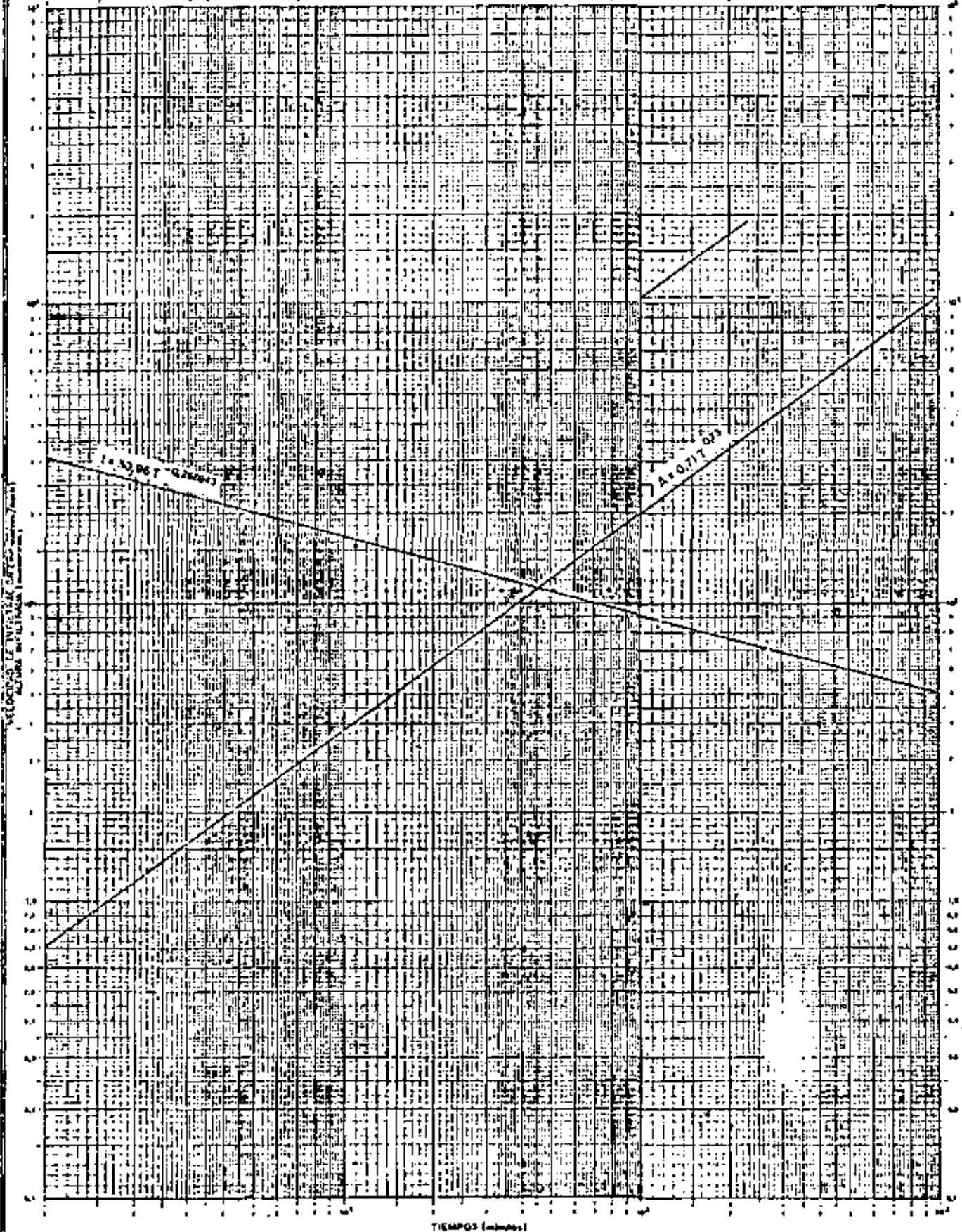




FIGURA 21

ENSAYOS DE AVANCE DEL AGUA EN LOS SURCOS

CAUDAL = 15,14 l/min

TIEMPO			Estación m
hora	dif	Acum	
8:22		0	0
	17		
:32		17	30
	26		
9:05		43	60
	34		
:39		77	90
	43		
10:22		120	120

CAUDAL = 34,82 l/min

TIEMPO			Estación m
hora	dif	Acum	
8:24		0	0
	7		
:31		7	30
	8		
:39		15	60
	11		
:50		26	90
	13		
9:03		39	120
	19		
:22		58	150
	24		
:46		82	180
	17		
10:03		99	195

CAUDAL = 66,24 l/min

TIEMPO			Estación m
hora	dif	Acum	
8:27		0	0
	5		
:32		5	30
	5		
:37		10	60
	7		
:44		17	90
	9		
:53		26	120
	10		
03		36	150
	12		
:13		48	180
	7		
:22		55	195

#### 13.3.1.4.3.- Ensayos y curvas de avance del agua en los surcos

Los resultados de las pruebas de avance de agua en los surcos aparecen registrados en la Figura 21. Corresponden a los tres caudales antes citados: 66,24 l/min., 34,82 l/min y 15,14 l/min.

En la figura 22 se han representado gráficamente, dichos ensayos, extrapolando las curvas a partir de los datos obtenidos en las pruebas de campo.

#### 13.3.1.4.4.- Evaluación

A continuación se calcularán los valores de  $E_d$  (eficiencia de distribución),  $E_1$  (eficiencia de riego del sistema) y  $E_a$  (eficiencia de aplicación).

##### a) Eficiencia de distribución:

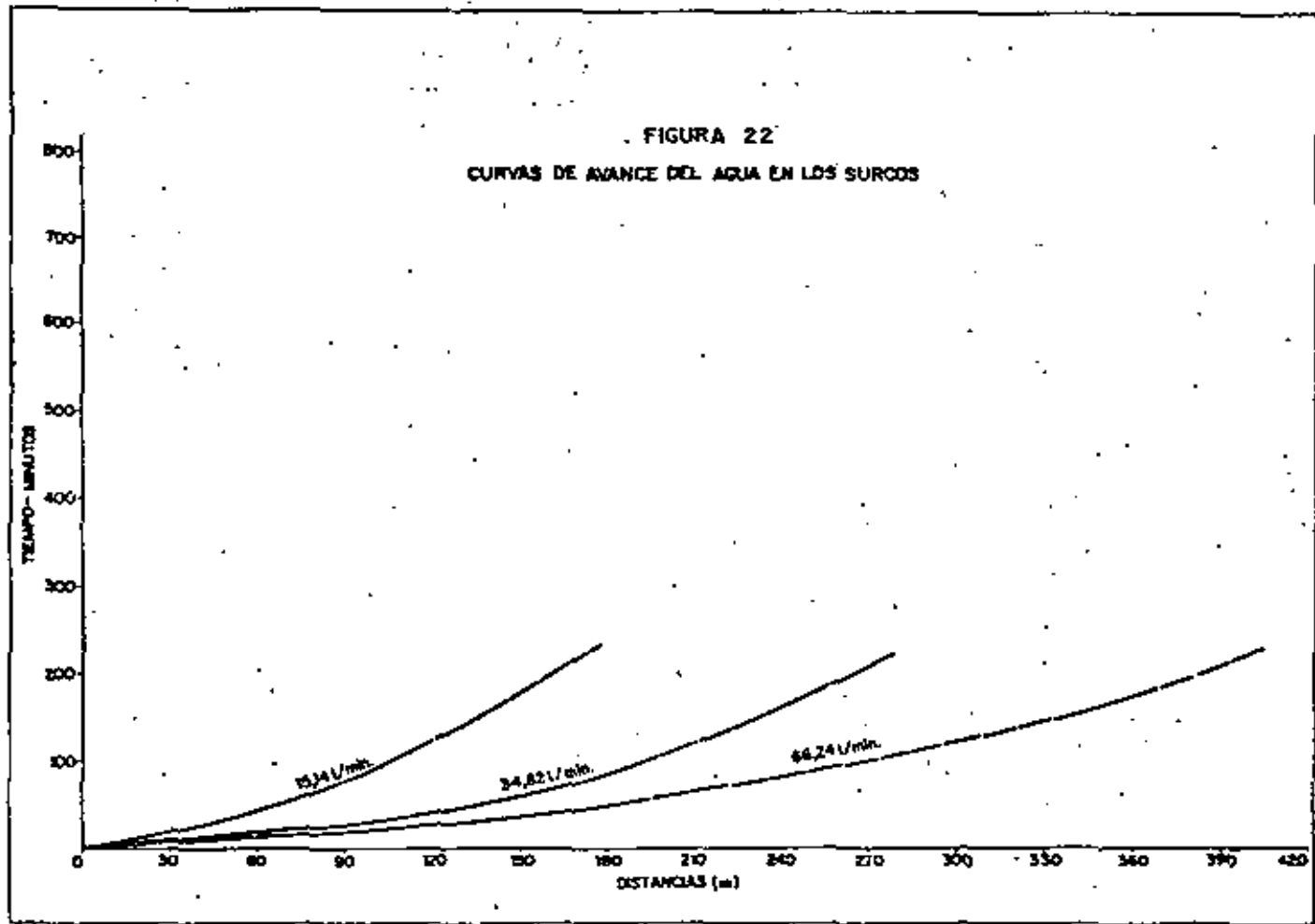
El valor de  $E_d$ , que indica la uniformidad con que el agua ha sido aplicada, se determina para el caudal de 66,24 l/min. que está utilizando el regante (podría también obtenerse para los otros casos).

La uniformidad con que el agua se ha infiltrado, sin que se analice la perfección del riego, viene expresada por la relación entre la altura de agua mínima infiltrada y la altura media infiltrada. Utilizando las Figuras 20 y 22 y teniendo en cuenta que el agua está entrando en el surco durante 10 horas ( $T_a$ ), se tiene:

##### a) En la parte superior del surco el tiempo de oportunidad es:

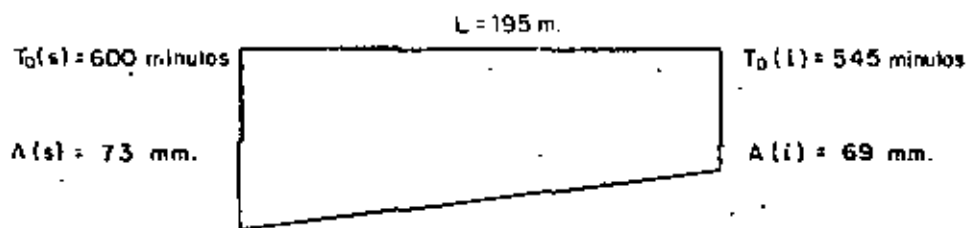
$T_0$  (s) =  $T_a$  = 10 horas = 600 min. Por tanto la altura de agua infiltrada, en la parte superior, de acuerdo con la Figura 20 es de  $A(s)$  = 73 mm.

FIGURA 22  
CURVAS DE AVANCE DEL AGUA EN LOS SURCOS



b) En la parte inferior del surco el tiempo de oportunidad será  $T_0(s)$  menos el tiempo que tarda el agua en recorrer los 195 m. que tiene el surco de longitud ( $T_{av}$ ). Este último, según la figura 22 es de 55 min.

$T_0(i) = T_0(s) - T_{av} = 600 - 55 = 545$  min. Por tanto la altura de agua infiltrada en la parte inferior del surco, de acuerdo con la figura 8, es de  $A(i) = 69$  mm.



Por tanto:

$$E_d = \frac{\frac{69}{73 + 69}}{2} \times 100 = \frac{69}{71} \times 100 = 97\%$$

U) Eficiencia del sistema de riego:

La determina cuando la altura mínima de agua infiltrada coincide exactamente con el descenso de humedad del suelo. Aunque el regente aplicaba 69 mm., puesto que el descenso de humedad era de 91 mm., la eficiencia ha de obtenerse para este último valor. En la figura 20 puede verse que el tiempo de riego,  $T_i$ , necesario para aplicar 91 mm. es de 800 min, es decir 13,3 horas, que será el valor de  $T_0(i)$ . En la cabecera el tiempo de oportunidad será mayor, puesto que al anterior hay que añadir el tiempo que tarda el agua en llegar a la cola de la unidad; es decir,  $T_0(s) = 800 + 55 = 855$  min.

La altura media de agua suministrada a la superficie ocupada — por el surco, (cuya longitud es de 195 m. y cuya anchura es de 0,90 m), mediante la aplicación del caudal de 66,24 l/min durante 855 min es:

$$A = \frac{66,24 \text{ l/min} \times 855 \text{ min}}{195 \times 0,90 \text{ m}^2} = 322,7 \text{ mm.}, \text{ por tanto}$$

$$E_1 = \frac{91}{322,7} \times 100 = 28\%$$

c) Eficiencia de aplicación:

Indica la relación entre la cantidad de agua que ha quedado retenida en la zona radicular, para poder ser empleada en el uso consuntivo, y la cantidad total aplicada. De la forma en que se efectuó el riego de la parcela, la máxima altura infiltrada fué de 73 mm, sin que se llegase a cubrir el déficit de humedad; por tanto, en todos los puntos de la unidad el agua fué escasa. No obstante, un volumen importante se perdió por escorrentía. La altura media de agua infiltrada (toda ella quedó retenida en el suelo) fué de 71 mm. La altura media aplicada durante las 10 horas que duró el riego fué:

$$A = \frac{66,24 \text{ l/min} \times 600 \text{ min}}{195 \times 0,90 \text{ m}^2} = 226 \text{ mm.}, \text{ por tanto}$$

$$E_a = \frac{71}{226} \times 100 = 31\%$$

13.3.1.4.5.- Conclusiones

La eficiencia,  $E_d$ , del 97% muestra que en la cabecera se ha infiltrado una altura de agua que supera muy poco a la infiltrada en la parte inferior del surco; indica, además, que se podrían conseguir buenos resultados utilizando un caudal menor, cuyo avance sería más lento. El agua llega al final del surco en 1/12 del tiempo que dura el riego, cuando, generalmente, se considera como satisfactorio que esa relación sea del orden de 1/5 a 1/4 (e incluso es aceptable hasta 1/3). El valor de  $E_d$  es, desde luego, muy elevado.

E<sub>1</sub> y E<sub>2</sub> son ambas muy bajas y, por tanto, dado que no existen pérdidas por percolación, la escurrentía ha tenido que ser muy importante. Tal y como se ha efectuado el riego este tipo de pérdidas suponen un 69%, y todavía habrían sido mayores si hubiese continuado el riego hasta cubrir el descenso de humedad existente en el terreno (91 mm).

Las recomendaciones que surgen de las conclusiones anteriores son evidentes: debe utilizarse un caudal menor que alcance al extremo inferior de los surcos en un tiempo aproximado de  $1/4 T_1$ , por ejemplo  $\frac{13,3}{4} = 3,3$  horas. Interpolando en la Fig. 22 puede verse que ese caudal debería ser aproximadamente de 23 l/min; el agua debería ser aplicada durante  $13,3 + 3,3 = 16,6$  horas; desde luego, se debería tomar alguna medida para reducir la escurrentía como, por ejemplo; utilizar un caudal menor, un segundo caudal, o bien, aprovechar las aguas de escurrentía. También se deduce que, si se utiliza el caudal de 66,24 l/min, la longitud del surco debería ser muy superior e incluso que, si se desea, puede utilizarse un caudal mayor (puesto que, según la expresión de Criddle,  $Q(l/s) = \frac{9,631}{0,2} = 0,3155$ , es decir 190 lpm., sería aproximadamente el caudal erosivo) que permitiría un surco todavía más largo.

#### 13.3.1.4.6.- Recomendaciones adicionales

Estudiando las curvas y los cálculos anteriores se pueden hacer algunas recomendaciones específicas en relación con el sistema de riego y su utilización. (Se supone que es utilizando un caudal de 66,24 l/min).

##### a) Deficit de humedad del suelo

El descenso de humedad del suelo, para el que conviene regar, debe seleccionarse cuidadosamente. Para estas condiciones de suelo, clima y cultivo (con sistema radicular en desarrollo), puede considerarse razonable un

descenso tolerable del 60%. Durante la comprobación se estimó que la zona radicular tenía una profundidad de 1,05 m; el descenso tolerable es, entonces:  $105 \times \frac{45,7}{30} \times \frac{60}{100} = 96$  mm. El déficit estimado fué de 91 mm., así pues, el momento adecuado de riego era ese mismo día o el día siguiente; los riegos posteriores, cuando la zona radicular se desarrolla hasta 1,50 m., deberían ser aplicados cuando el déficit de humedad llegase a 137 mm. Para poder adaptar el sistema a estas dos condiciones. (e incluso a otra aplicación más ligera, por ejemplo de 65 mm.), se requiere flexibilidad en la frecuencia y en la duración de los riegos. Se crearán diferentes eficiencias, longitudes óptimas y tiempos de riego, pero, puesto que el sistema no pueda, normalmente, trabajar con eficiencias óptimas en todas las condiciones, es inevitable adoptar una solución de compromiso.

b) Tiempo de riego ( $T_i$ )

El tiempo de riego necesario para que se infiltre una altura de agua de 96 mm. es de, aproximadamente, 860 minutos (según la fig. 20).

c) Tiempo de avance

Utilizando la relación:  $\frac{T_{av}}{T_i} = \frac{1}{4}$  se obtiene  $T_{av} = 215$  min.

d) Longitud del surco

Para  $T_{av} = 215$  min. la longitud de surco que se obtiene en la Fig. 22 es de 402 m., que supera muy poco a la longitud total de la parcela (390 m.). Para un caudal menor, por ejemplo de 34,82 l/min., la longitud adecuada sería de, aproximadamente, 274 m y para una longitud de 195 el caudal debería ser aproximadamente de 23 l/min.

e) Tiempo de aplicación

$T_a$  debería ser  $T_i + T_{av} = 860 + 215 = 1075$  min (18 horas)

f) Eficiencia de distribución

Su valor es la relación entre la altura mínima infiltrada y la altura media infiltrada, expresada, dicha relación, en porcentaje:

$$Y_0(s) = 1075 \text{ min.}, \text{ por tanto, según la Fig. 20, } A(s) = 114 \text{ mm.}$$

$$Y_0(i) = 860 \text{ min. y } A(i) = 96 \text{ mm.}$$

$$E_d = \frac{96}{\frac{96+114}{2}} \times 100 = \frac{96}{105} = 92\%$$

(obsérvese que al reducir la longitud de 390 a 195 m., la eficiencia  $E_d$ , solo se eleva del 92% al 97%).

g) Eficiencia del sistema de riego

Cuando la altura mínima infiltrada coincide con el descenso tolerable de humedad, la altura media aplicada a la superficie correspondiente al surco es de:

$$A = \frac{66,24 \text{ l/min} \times 1075 \text{ min}}{0,90 \times 390 \text{ m}^2} = 202 \text{ mm.}$$

$$E_1 = \frac{96}{202} \times 100 = 48\%$$

h) Eficiencia de aplicación

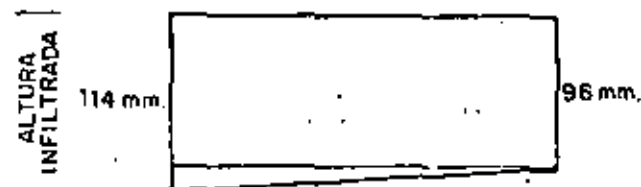
La altura de agua retenida en la zona radicular, en las condiciones ideales de trabajo será de 96 mm a lo largo de todo el surco y altura media de agua aplicada será de 202 mm, por tanto  $E_a = E_i = 48\%$

i) Pérdidas por escorrentía

Se pueden obtener restando de la altura media aplicada la altura media que ha rebasado la zona radicular (que a su vez es la altura media in-



filtrada menos la retenida en el espesor de raíces) y menos la altura almacenada en la zona radicular.



$$\text{Escurrentia} = 202 - \left( \frac{114+96}{2} - 96 \right) - 96 = 202 - \frac{114+96}{2} = 97 \text{ mm o bien } \frac{97}{202} = 48\% \text{ de la altura aplicada.}$$

Este valor puede reducirse utilizando un segundo caudal, o bien podrían aprovecharse las escurrentias mediante un sistema de reutilización del agua... Si se hiciera esto último entonces:

$$E_1 = \frac{96}{\frac{96+114}{2}} \times 100 = 92\%, \text{ coincidiendo con } E_d$$

#### j) Utilización de un segundo caudal

La conveniencia de utilizar un segundo caudal o incluso, varios caudales sucesivos paulatinamente decrecientes, depende del costo de la mano de obra y del precio del agua. También deben ser tenidos en cuenta los posibles efectos secundarios de las aguas de escurrentia (daños a los cultivos, insectos, elevación del nivel freático, etc.) en el momento de decidir si conviene utilizar uno ó varios caudales, o si debe ser instalado un sistema de reutilización del agua.

El valor del segundo caudal, y el momento a partir del cual debe ser utilizado, se puede determinar aproximadamente, mediante el cálculo, según se indica a continuación. En efecto, el valor del caudal que se infiltra a todo lo largo del surco, en cada instante, se puede obtener mediante

la suma de los caudales infiltrados en cada tramo del mismo. La diferencia entre el caudal que entra por la cabecera del surco y el caudal que se infiltra proporcionará el valor de la escorrentía. La longitud de los tramos elegidos debe ser tal que el valor infiltrado en cada uno de los extremos de los distintos tramos no sea muy diferente, con el fin de que la media de los dos valores pueda ser representativa de lo infiltrado en cada uno de dichos tramos.

A continuación se determina, para el ejemplo antes expuesto, el valor de la escorrentía cuando han transcurrido cinco horas (300 minutos) de riego. Como consecuencia se obtiene el valor correcto de segundo caudal que debería utilizarse a partir de ese momento.

(1) Estación (m)	(2) Tav (min)	(3) T <sub>0</sub> (min)	(4) I (mm/h)	(5) I media (mm/h)	(6) Q <sub>inf.</sub> (l/min)	(7) Σ Q <sub>inf.</sub> (l/min)
0	0	300	6,581	6,711	6,04	0
60	10	290	6,742	6,794	6,11	6,04
120	26	274	6,846	6,924	6,23	12,15
180	48	252	7,002	7,119	6,41	18,38
240	77	223	7,236	7,450	6,71	24,79
300	120	180	7,664	8,015	7,21	31,50
360	170	130	8,365	8,800	3,96	38,71
390	210	90	9,235			42,67

(1) Distancia en metros desde cada jalón hasta la cabecera del surco (de acuerdo con el ensayo expuesto en Fig. 21).

(2) Obtenido (Fig 22) para el caudal de 66,24 l/min.

(3) = 300 - (2).

(4) Se obtiene, mediante el cálculo, a partir de la función  $I=30,96 \cdot T^{-0,2688}$ , representativa de la velocidad de infiltración, dando a T los valores

- (5) Media de cada dos valores consecutivos de  $I$ .
- (6) Caudal infiltrado en cada tramo del surco; siendo  $L$  su longitud y  $a$  su anchura:

$$Q_{inf} \text{ (l/min)} = \frac{I \text{ mm/h}}{1000} \times L \text{ (m)} \times a \text{ (m)} \times 1000 \text{ l/m}^3 \times \frac{1}{60} \text{ h/min}$$

siendo, en el presente caso,  $L = 60$  m. y  $a = 0,90$  m. (excepto en el último tramo, donde  $L = 30$  m)

$$Q_{inf} \text{ (l/min)} = 0,90 \text{ (5)}$$

- (7) Suma acumulada de los caudales infiltrados en cada tramo.

De los cálculos anteriores se obtiene que el caudal que se infiltra en el minuto 300 es de 42,67 l/min, siendo la escorrentía de  $66,24 - 42,67 = 23,57$  l/min.

El segundo caudal, que debería ser utilizado a partir de ese momento, es de 42,67 l/min.

Haciéndolo así, y prolongando el riego hasta 1075 minutos ( $T_i + T_{av} \cong 1075$  min), la escorrentía que tendría lugar en el momento final del riego se puede calcular, por tramos, a partir de la infiltración, como se hizo anteriormente. No obstante, como la infiltración, al cabo de un intervalo de tiempo tan largo, ha de ser ya muy similar en todos los puntos del surco, utilizaremos, para un cálculo aproximado, un valor de  $I$  media entre los correspondientes a los dos extremos del surco:

$$I = 30,96 T^{-0,268843} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = 1075 \text{ min} \quad I = 4,741 \text{ mm/h} \\ T = 1075 - 210 = 865; \quad I = 5,026 \text{ mm/h} \end{array} \right.$$

$$I_{\text{media}} = 4,884 \text{ mm/h}$$

El caudal que se infiltra en el surco es pues:

$$Q_{inf} (l/min) = \frac{4,884 \times 0,90 \times 390}{60} = 28,57 \text{ l/min}$$

El valor de la escorrentía es de  $42,67 - 28,57 = 14,1 \text{ l/min}$

La altura media de agua aplicada durante el tiempo de riego

es:

$$A \text{ (mm)} = \frac{66,24 \times 300 + 42,67 \times 775}{0,90 \times 390} = 150 \text{ mm.}, \text{ por tanto:}$$

$$Ei = \frac{96}{150} \times 100 = 64\%$$

Mediante la introducción de un tercer caudal podría alcanzarse una eficiencia del 80%, valor muy superior al obtenido con un caudal único (48%).

Las orientaciones expuestas en este apartado y en el anterior, - podrían ser ampliadas con otras varias que surgirían de establecer otras hipótesis de base más convenientes a las condiciones del sistema; no obstante la metodología a emplear sería, fundamentalmente, la misma que la utilizada en la exposición anterior.

### 13.4.- RIEGO POR FAJAS

Este sistema de riego consiste en introducir un cierto caudal - en un área de forma rectangular bordeada por caballones. Normalmente estas fajas son bastante estrechas con objeto de garantizar que el agua cubra totalmente su anchura. Los caballones sirven de guía a la lamina de agua, alimentada por el caudal de riego, que avanza a lo largo de la faja. El suministro de agua generalmente se corta cuando el frente de la lamina de agua ha recorrido de un 0,75 a un 0,9 de la longitud de la faja.

El riego por fajas puede ser uno de los sistemas más eficientes, sin embargo su manejo requiere una atención especial debido a que se deben coordinar simultaneamente los diversos factores implicados. Es conveniente realizar un cuidadoso estudio del sistema para conocer su manejo y satisfacer todos sus condicionamientos, tales como el hecho de que las fajas deben tener una longitud especifica para un determinado riego; que las fajas cortas suelen ser poco prácticas; que el caudal normalmente se corta antes de que el frente de la lamina de agua alcance el final de la faja; que, al contrario que ocurra en el riego por surcos, en el sistema de fajas la cabecera de la faja puede recibir menos agua que su parte central o su cola.

En la Figura. 23 se muestran una serie de curvas de avance y retirada y combinaciones de ambas que pueden ser útiles para interpretar los resultados de los ensayos de campo.

#### 13.4.1.- Técnica de la evaluación

Para efectuar la evaluación de este sistema de riego se escoge una parcela característica de la zona a estudiar, y, en el momento en que de be regarse, se introducen en tres fajas sendos caudales, uno de estos será - el usual de riego, otro mayor y el tercero menor. Los datos a obtener son - los siguientes:

- 1) tiempo de aplicación y valor de los cuadales introducidos en las fajas.
- 2) Curva de avance de la lámina de agua
- 3) Curva de retirada de la lámina de agua
- 4) Relación entre altura de agua infiltrada y tiempo
- 5) Anchura mojada de las fajas
- 6) Descenso de humedad existente en el suelo en el momento del riego
- 7) Contenido de agua existente en el suelo uno o dos días después del riego
- 8) Pendiente longitudinal y transversal de las fajas
- 9) Textura y perfil del suelo
- 10) Caudal y duración de la escorrentía en la cola de la faja
- 11) Estado de desarrollo del cultivo y su efecto "retardador" — del avance de la lámina de agua.

Con los datos anteriores se efectuará un estudio de los siguientes factores:

- a) Eficiencia de distribución
- b) Eficiencia de riego potencial del sistema
- c) Eficiencia de aplicación

El estudio detenido de toda la información recogida puede aconsejar la introducción de algunas variaciones en la realización del riego, — como por ejemplo:

## FIGURA 23-1

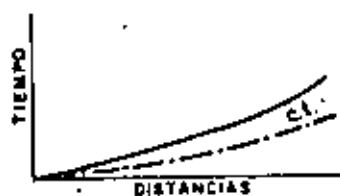
## CURVAS DE AVANCE Y RETIRADA EN FAJAS

## CURVAS DE AVANCE

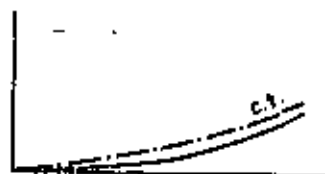
Curva típica



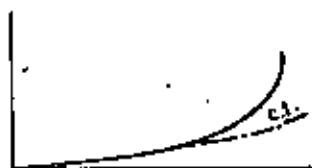
Curva gradualmente ascendente.



Infiltración más rápida en la cabecera de la faja.



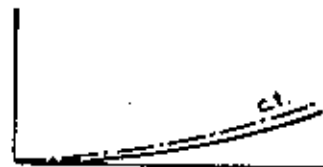
Infiltración más lenta en la cabecera de la faja.



Corte prematuro del caudal.

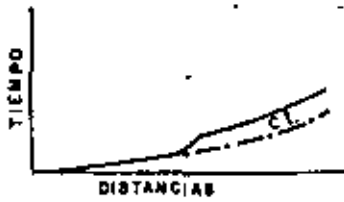


Pendiente más suave en la cabecera de la faja.

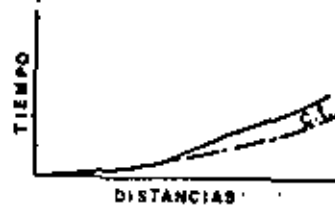


Pendiente más acusada en la cabecera de la faja.

FIGURA 23-2



Depresión en la parte central de la faja.



Infiltración más rápida o pendiente más suave en la parte central de la faja.



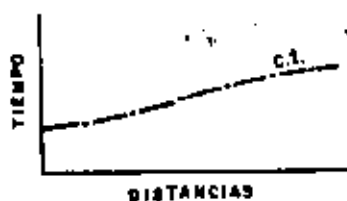
Infiltración más lenta o pendiente más acusada en la parte central de la faja.



FIGURA 23-3

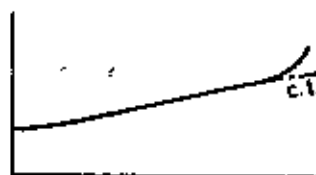
## CURVAS DE RETIRADA

C urva típica



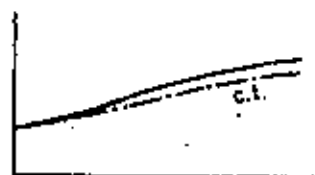
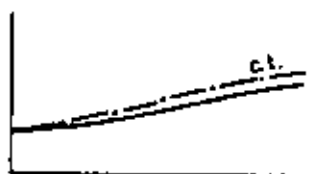
Curva con ligera forma de S.

Infiltración más rápida en la cabecera de la faja.



Infiltración más lenta en la cabecera de la faja.

Caball n, en la cola de la faja, que retiene el agua.



Pendiente más acusada en la cabecera de la faja.

Pendiente más suave en la cabecera de la faja.

FIGURA 23-4

## CURVAS DE RETIRADA



Depresión en la parte central de la faja.



Infiltración más rápida o pendiente más acusada en la parte central de la faja.

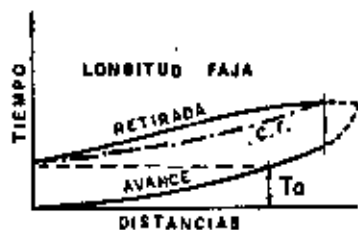


Infiltración más lenta o pendiente más suave en la parte central de la faja.

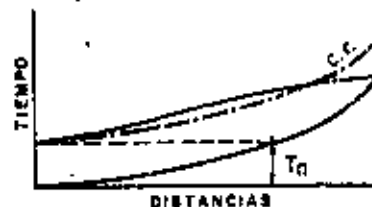
FIGURA 23-5

## CURVAS COMBINADAS DE AVANCE Y RETIRADA

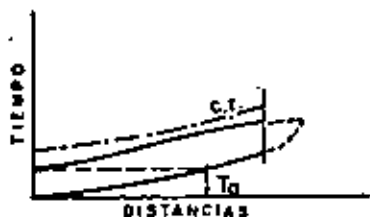
Curvas típicas



Las curvas de avance y retirada son casi paralelas. La curva de riego es siempre paralela a la de avance. En la cabecera de la unidad el tiempo de aplicación es igual al tiempo de oportunidad menos el tiempo de retardo. El momento del corte del caudal es cuando la lámina de agua ha alcanzado alrededor de los 3/4 de la longitud de la faja, de forma que el final de ésta quede adecuadamente regada y la escorrentía sea escasa.



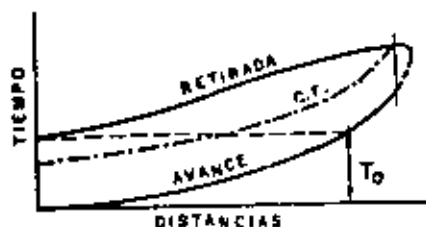
Faja demasiado larga, falta de riego en la cola de la faja, no hay pérdidas por escorrentía.



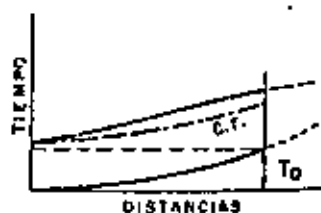
Faja demasiado corta, falta de riego en toda la faja.



Caudal demasiado grande, exceso de riego en la cola de la faja.



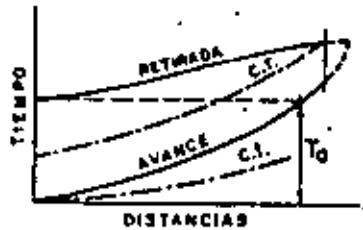
Faja demasiado larga, exceso de riego en toda la faja.



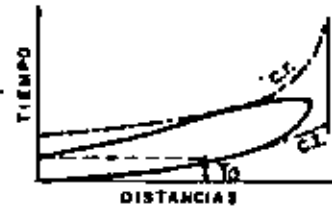
Faja demasiado corta, grandes pérdidas por escorrentía, exceso de riego en la cola de la faja.

FIGURA 23-6

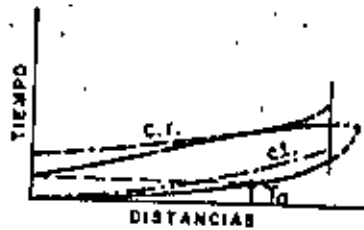
## CURVAS COMBINADAS DE AVANCE Y RETIRADA



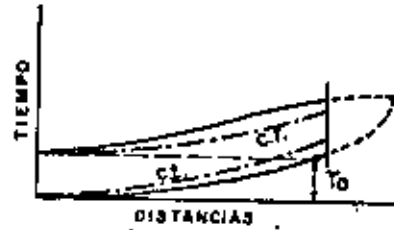
Caudal demasiado pequeño, exceso de riego en la cabecera de la faja.



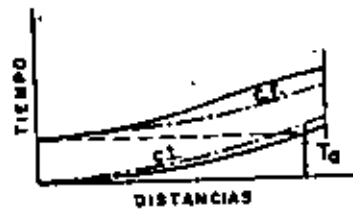
Corte prematuro del caudal, falta de riego en toda la faja.



Caudal demasiado grande, falta de riego en la cabecera y cola de la faja.



Pendiente más acusada en cabecera de la faja; riego adecuado; escorrentía excesiva.



Infiltración más lenta en cabecera de la faja; riego adecuado; escorrentía excesiva.

- a) utilizar un caudal diferente del empleado
- b) variar la longitud de las fajas
- c) cambiar el descenso tolerable de humedad con el que debe comenzar el riego
- d) construir un depósito para regular el suministro de agua
- e) modificar el tiempo de aplicación

#### 13.4.1.1.- Material necesario

- 1º) Cinta métrica
- 2º) Jalones o estacas para situarlas a lo largo de la faja
- 3º) Cronómetro
- 4º) Aforadores
- 5º) Sondas para tomar muestras de suelo
- 6º) Cilindros infiltrómetros (normalmente 5) con su equipo complementario
- 7º) Accesorios de trabajo en campo (pala, martillo etc...)
- 8º) Impresos para anotar los datos registrados (Figuras 24 y 25)
- 9º) Útiles topográficos para determinar la pendiente de las fajas
- 10º) Útiles para determinar la humedad del terreno.

#### 13.4.1.2.- Procedimiento a emplear en el trabajo de campo

- 1º) Se eligen tres fajas de la parcela que sean representativas de las características de ésta (las condiciones edafológicas deberían ser -



homogéneas), el suministro de agua debe ser tal que permita introducir caudales constantes en las fajas. Éstas pueden estar alternadas para evitar - andar sobre suelo mojado.

2º) Colocar un mínimo de seis jalones a lo largo del borde de la faja; normalmente se colocan a intervalos de 30 metros. Cada uno de estos jalones corresponde a una estación. Se mide el ancho mojado de cada faja y la distancia entre los caballones

3º) Se instala un aforador en cabecera de cada faja. Puede también ser conveniente el instalar otro aforador en cola de faja si se prevé que puede haber bastante escurrentía.

4º) Se determina el déficit de humedad en el suelo y se compara con el descenso tolerable de humedad. Si la diferencia es apreciable, - la evaluación se verá considerablemente afectada ya que las velocidades de infiltración y avance de la lámina de agua dependen del contenido de agua - del suelo.

5º) Se colocan al menos cuatro cilindros infiltrómetros en un lugar característico y se realiza la prueba de infiltración anotando los - datos obtenidos en el impreso correspondiente.

6º) Se introducen tres caudales (si es posible constantes), - uno el usual, otro mayor y el tercero menor, en las fajas seleccionadas. - Se anotan los caudales y se comprueban durante la evaluación. Se anota - también la hora en que el caudal se introduce en la faja, la hora en que - se corta y cualquier posible variación que tenga lugar. Estos datos se registran en el impreso correspondiente.

El corte de la entrada del caudal se efectúa cuando el frente de la lámina de agua está alrededor de 0,7 a 0,9 de la longitud de la faja, (para suelos de textura fina y textura gruesa respectivamente).

7º) Se anota la hora en que el frente de la lámina de agua alcanza cada estación (Figura 25). Si el frente de la lámina de agua no está bien definido, se toma un frente medio.

8º) Se mide la escorrentía, si se ha instalado un aforador en cola de faja, o se observa y se describe en diferentes momentos si no existe este aforador. Los datos de avance y retirada de la lámina de agua muestran automáticamente el comienzo y el final de la escorrentía.

9º) Se anota la hora en que el agua desaparece de cada estación (Figura 25). La determinación del momento de desaparición del agua puede presentar dificultades debido a la formación de charcos. Como el objetivo de esta determinación es definir el momento en que el agua deja de tener la oportunidad de infiltrarse en cada estación, es importante adoptar los mismos criterios para todas las estaciones. La curva de retirada que se obtiene con estos datos es una pieza clave para la evaluación.

En la estación 0, de cabecera de la faja, habrá una diferencia apreciable de tiempo desde que se corta el caudal hasta que la lámina de agua se retira de esta estación; esto debe ser registrado como se indica en la nota existente al pie de la Figura 25.

10º) Se determina el contenido de agua en el suelo uno o dos días después del riego, para comprobar si éste ha sido adecuado.

11º) Se determinan las cotas de las estaciones para obtener la pendiente longitudinal de la faja (Figura 25).

12º) Se determina la pendiente transversal de la faja.

#### 13.4.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

Para facilitar el estudio e interpretación de los datos obtenidos en el campo, éstos deben representarse gráficamente.



# HOJA DE DATOS DE LAS CURVAS DE AVANCE Y RETIRADA, Y DE PENDIENTE

SITUACION ..... FECHA .....

TEXTURA ..... HUMEDAD (descenso) 74. mm. en 150. cm CULTIVO .....

IDENTIFICACION DE LA FAJA ..... CAUDAL INTRODUCIDO 34 l./seg .....

OBSERVACIONES .....

## AVANCE

TIEMPO			ESTACION (m)
HORA	DIF	ACUM	
10:51		0	0
	8		
10:59		8	30
	13		
11:12		21	60
	14		
:26		35	90
	15		
:41		50	120
	18		
:59		68	150
	19		
12:18		87	180
	22		
:40		109	210
	26		
13:06		135	240
	26		
:32		161	255

## RETIRADA

TIEMPO			ESTACION (m)
HORA	DIF	ACUM	
10:51		0	0
	88		
12:19		88	0
	8		
12:27		96	0
	32		
:55		128	30
	19		
13:18		147	60
	11		
:29		158	90
	4		
:33		162	120
	5		
:38		167	150
	3		
:41		170	180
	4		
:45		174	210
	- 2		
:43		172	240
	- 1		
:42		171	255

## PENDIENTE

ELEVACION	ESTACION (m)
7,50	0
6,65	30
6,45	60
6,20	90
5,70	120
5,20	150
4,72	180
4,20	210
3,70	240

**Nota:** En el cuadro referente a los datos de la curva de retirada, la primera fila debe corresponder al tiempo en que el caudal se introduce en la faja, la segunda al tiempo en que este caudal se corta y la tercera al tiempo de comienzo de la retirada; todos estos datos se toman en la estación 0.

## 19) Curva de altura de agua infiltrada

A partir de los datos recogidos en la Figura 24, se representa, en papel logaritmico, para cada cilindro, la curva de altura de agua infiltrada en función del tiempo (Figura 26). Normalmente son líneas rectas aunque pueden curvarse ligeramente, o "doblarse" en determinadas condiciones, algunas de las cuales se describen a continuación: a) frecuentemente en suelos arenosos, pasados unos minutos, la curva se hace más pendiente debido a que entonces se libera el aire retenido por el agua que cubre el suelo, por lo que puede penetrar más rápidamente; b) cuando los cilindros infiltrómetros no están suficientemente introducidos en el suelo se obtienen curvas de mayor pendiente; c) cuando existen grietas en el terreno, por las que el agua se infiltra rápidamente, la curva durante algunos minutos tiene mucha pendiente, decreciendo ésta a continuación; d) en suelos con "suela de arado" la curva sufre el mismo fenómeno anterior, pero retardado.

La razón por la cual se representa una curva de altura de agua infiltrada, para cada cilindro, es que si se hubiera obtenido una media de las lecturas de los distintos cilindros y luego se hubiera representado esta curva, su pendiente habría enmascarado las diferentes condiciones del suelo.

Una vez representadas las curvas de altura de agua infiltrada, para cada cilindro, se traza una curva "típica" de altura de agua infiltrada que posteriormente se utilizará en la evaluación. Su posición se comprueba más adelante y, si es necesario, se ajusta para que represente lo que realmente sucede en el riego.

## 20) Curvas de avance y retirada

A partir de los datos recogidos en la Figura 25 se representan, en unos ejes coordenados, las curvas de avance y retirada para cada faja (Figura 27). En abscisas se sitúan las distancias de las diversas estaciones

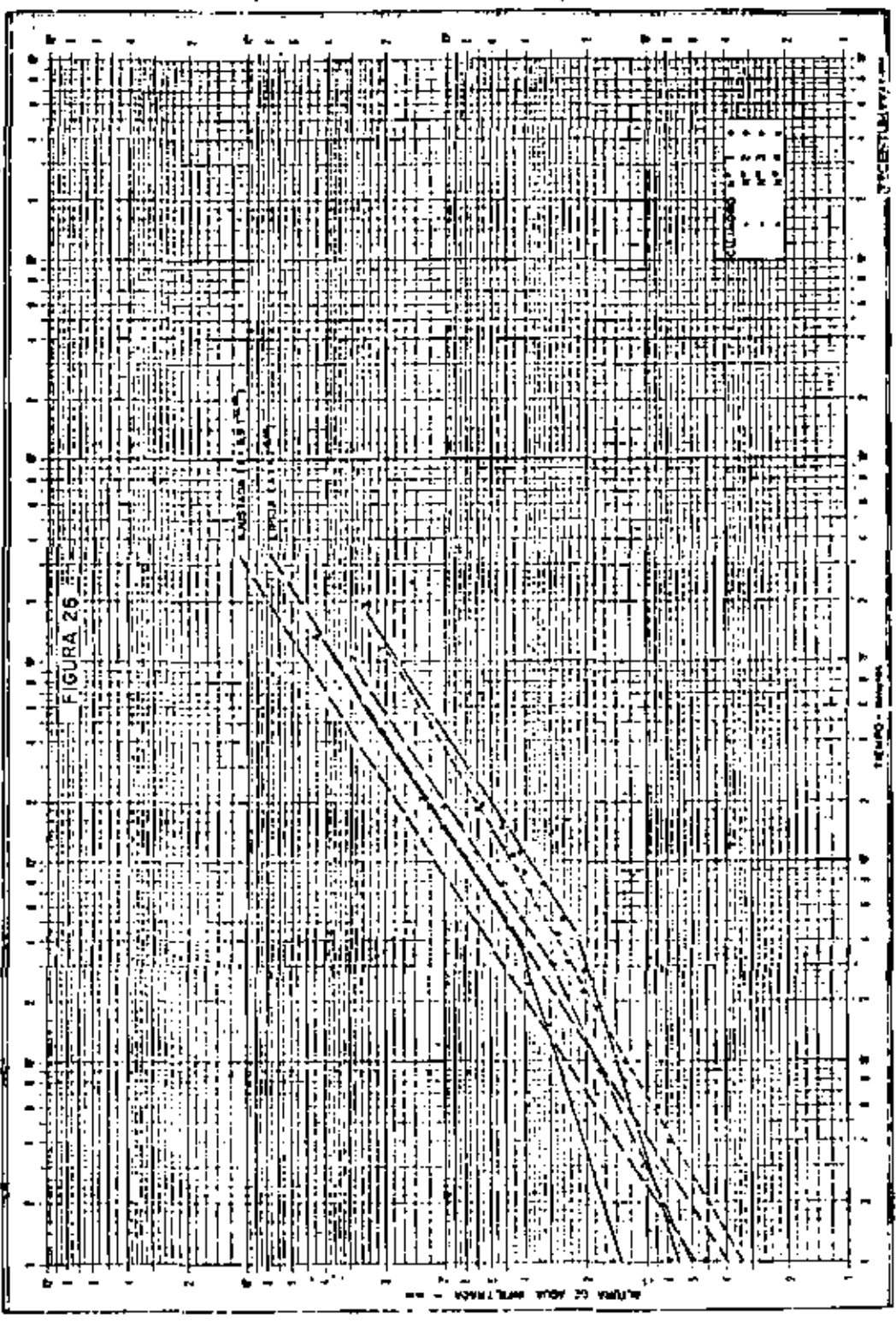
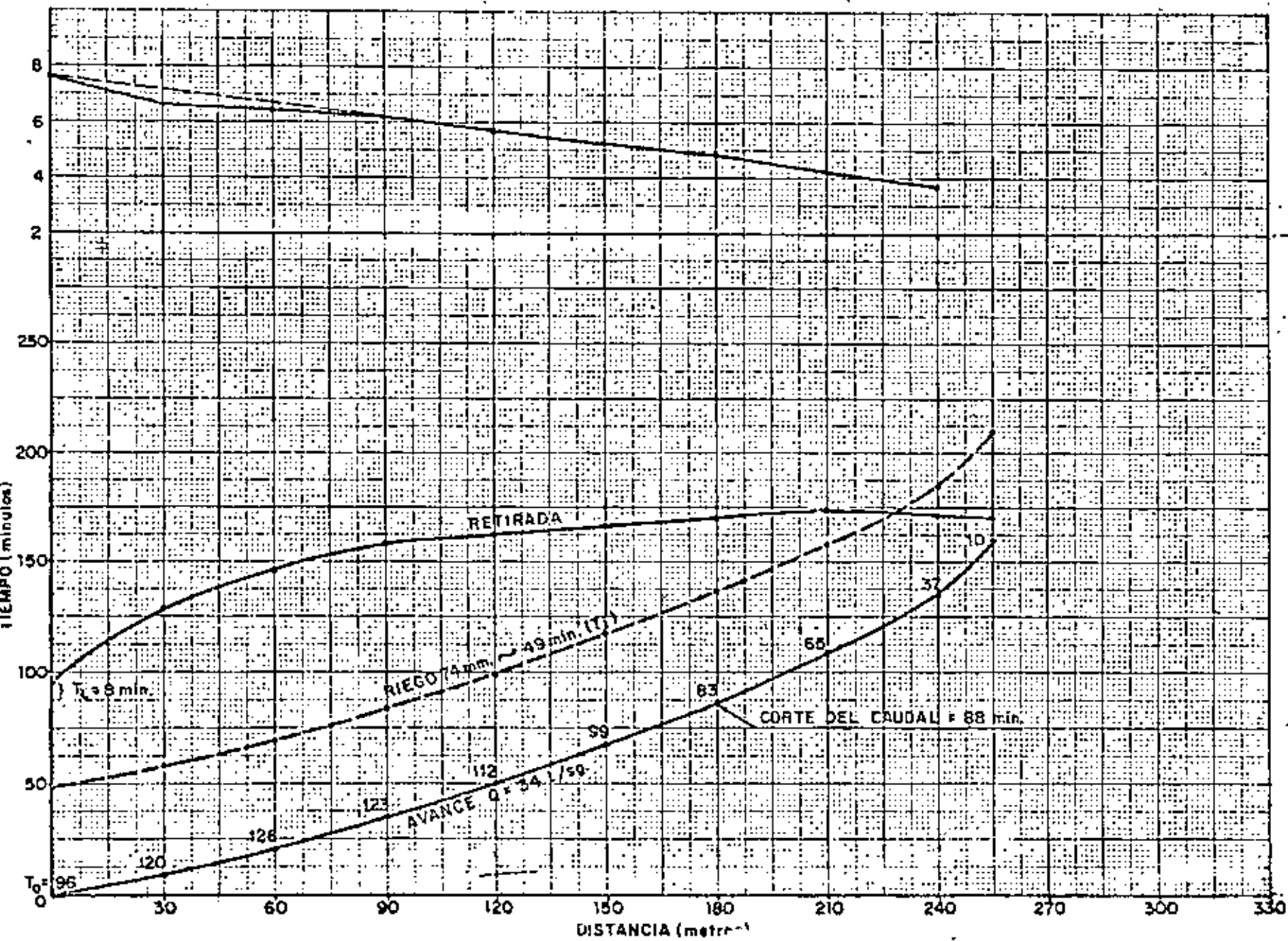


FIGURA 27

Cultivo ..... Anchura faja..... 6,40 m..... Longitud faja..... 210 m..... Textura suelo..... Déficit humedad 74 mm. en

Caudal introducido..... 34 l/seg..... Tiempo de aplicación..... 88 minutos..... Profundidad de agua aplicada  $\frac{0,034 \times 88 \times 60}{6,40 \times 255} \times 10$



PERFIL LONGI  
DE LA FAJA.

CURVAS DE  
RETIRADA Y I

a la cabecera de la faja y en ordenadas los tiempos. La curva de avance se dibuja haciendo corresponder la distancia de cada estación con la hora de llegada a ésta de la lámina de agua. La curva de retirada se dibuja haciendo corresponder la distancia de cada estación con la hora en que el agua desaparece de la misma.

#### 13.4.1.4.- Caso práctico

En este caso práctico la evaluación se realiza, solo, para una faja. La longitud de ésta es de 210 metros y está situada en la parte superior de una parcela de 420 m. de longitud. Por esta razón se toman estaciones más allá de los 210 metros. Los datos obtenidos para las estaciones situadas más allá de los 210 metros representan la escurrentía. (En los casos en que el final de la faja coincide con el final de la parcela, la escurrentía puede representarse gráficamente extrapolando las curvas de avance y retirada hasta su intersección).

El ancho de la faja es de 6,40 metros, y el caudal introducido 34 l/seg durante 88 minutos.

##### 13.4.1.4.1.- Determinación del descenso de humedad

Para conocer el descenso de agua en el suelo en el momento del riego se toman muestras del mismo cada 30 centímetros hasta una profundidad de 150 cm (que es la profundidad radicular en este caso). Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Profundidad de suelo (cm)	Descenso (mm)
0 - 30	25,4
30 - 60	20,4
60 - 90	15,3
90 - 120	10,3
120 - 150	2,6

El descenso total en los 150 cm. del perfil de suelo es pues -  
de 74 mm.

#### 13.4.1.4.2.- Altura de agua infiltrada "típica"

Se dibujan las curvas de altura de agua infiltrada (Figura 26) a partir de los datos obtenidos en los cuatro cilindros infiltrómetros (Figura 24).

Una de ellas es una línea recta, otras dos se "doblan" apreciablemente, y la otra ligeramente.

Observando el efecto de la rapidez de la infiltración inicial, pero teniendo en cuenta que la pendiente de la parte posterior de las líneas es sensiblemente coincidente, se dibuja una línea recta que denominaremos "típica" y cuya ecuación es  $A = 4 T^{0,65}$  (A es la altura de agua infiltrada en mm; T es el tiempo en minutos)

#### 13.4.1.4.3.- Altura de agua infiltrada "ajustada"

Esta curva es la que se utiliza en el proceso de evaluación ya que, como se verá a continuación, es la más representativa de lo que ocurre en la faja.

La elaboración de esta curva se realiza a partir de los datos que aparecen en la Figura 28, donde:  $T_0$  es el tiempo que el agua está sobre el terreno en cada estación (Tiempo de oportunidad); se obtiene por diferencia de tiempos en cada estación entre las curvas de avance y retirada (Figura 24). A es la altura de agua infiltrada "típica" en cada estación; se obtiene cuando con los tiempos  $T_0$  en la curva de altura de agua infiltrada "típica" (Figura 26);  $\bar{A}/30$  es la profundidad infiltrada media para cada intervalo de 30 m. (la  $\bar{A}/30$  correspondiente a la parte final se pondera para su longitud correspondiente, al ser la distancia entre estaciones menor de 30 metros).

FIGURA 28

ALTURA INFILTRADA SEGUN CURVA "TIPICA"

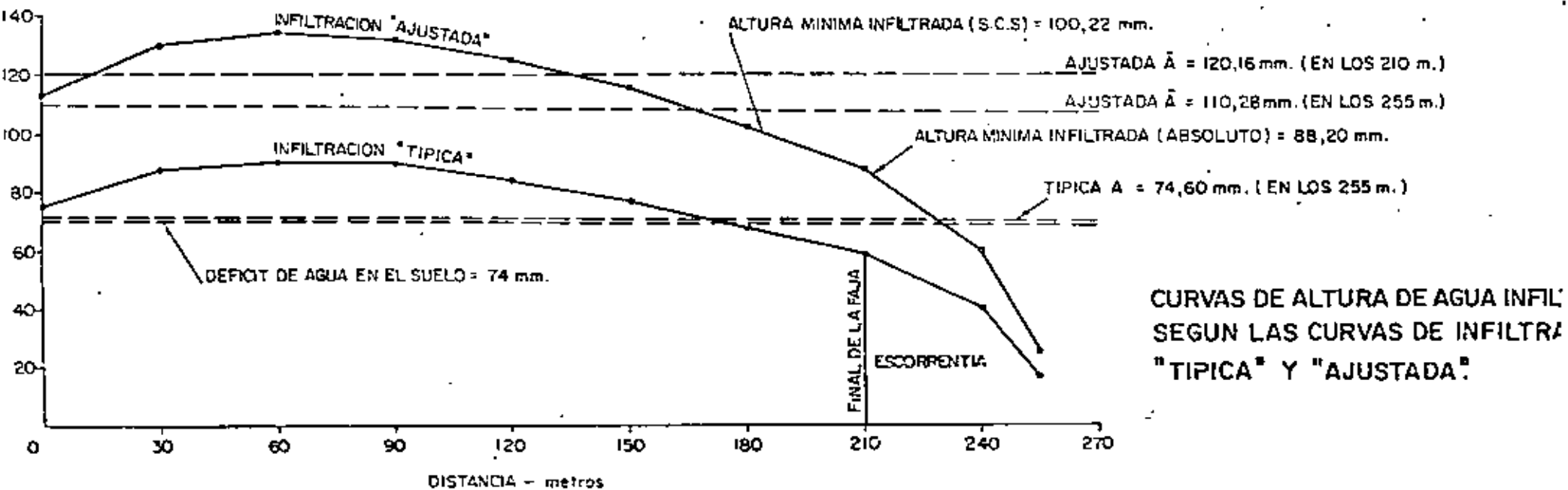
ESTACION	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270
$T_0$	96	120	126	123	112	99	83	65	37	10
A	76,7	88,2	90,9	90,0	84,7	78,2	69,4	59,7	41,2	17,6
$\bar{A}/30$		82,4	89,5	90,4	87,3	81,4	73,8	64,5	50,4	29,4 <sup>1/2</sup>

Altura media A en 255 metros = 634,4 mm / 8,5 intervalos = 74,6 mm

ALTURA INFILTRADA SEGUN CURVA "AJUSTADA"

$\Delta$	113,7	130,3	134,2	132,9	125,2	115,5	102,5	88,2	60,9	26,0
$\bar{A}/30$		121,7	132,2	133,5	129,05	120,35	109	95,35	74,55	43,4 <sup>5/2</sup>

Altura media real infiltrada en 255 metros = 937,4 mm / 8,5 intervalos = 110,28 mm



La altura media (A) infiltrada, según la curva "típica", para la longitud total de la faja (incluida la parte extrapolada) es:

$$a = \frac{634,4 \text{ mm}}{8,5 \text{ intervalos}} = 74,6 \text{ mm}$$

Como comprobación de la posición que ocupa la curva de altura de agua infiltrada "típica" en la Figura 25 se calcula la profundidad media real de agua aplicada:

$$a_1 = \frac{0,034 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 88 \text{ min} \times 60 \text{ seg/min}}{6,40 \text{ m} \times 255 \text{ m}} \times 10^3 = 110 \text{ mm.}$$

(caudal introducido: 34 l/seg; tiempo de aplicación: 88 minutos; anchura de la faja: 6,40 m)

La línea de altura de agua infiltrada "ajustada" es una paralela a la "típica", que pasa por el punto de coordenadas (T = 90 minutos -- A = 110 mm); puesto que T = 90 minutos es el tiempo necesario para que se infiltran 74,6 mm según la curva típica, (este tiempo puede obtenerse gráfica o analíticamente a partir de la función  $A = 4 T^{0,65}$ ).

La línea de altura de infiltración "ajustada" tiene por ecuación  $A = 5,9 T^{0,65}$ . Con esta línea, y de la misma forma que dijimos para la altura infiltrada "típica", obtenemos los valores A y  $\bar{A}/30$  para cada estación (Figura 25). Como comprobación obtenemos la altura media "real" infiltrada, según la curva "ajustada", para la longitud total de la faja (incluida la parte extrapolada):

$$a_2 = \frac{937,4 \text{ mm}}{8,5 \text{ intervalos}} = 110,28 \text{ mm}$$

Comparando este valor con el de la profundidad media real calculada ( $a_1$ ) muestra que la línea ajustada es razonablemente correcta.



#### 13.4.1.4.4.- Evaluación

##### a) Eficiencia de distribución ( $E_d$ )

Es la relación en porcentaje entre la altura mínima infiltrada y la altura media infiltrada. Esta eficiencia describe la uniformidad de distribución del agua a lo largo de la faja.

Para el cálculo de esta eficiencia se usa la longitud real de la faja (sin la parte extrapolada) ya que no se tiene en cuenta la escorrentía.

La altura media infiltrada para los 210 metros se obtiene del valor  $\bar{A}/30$  en la curva "ajustada" (Figura 28).

$$a_3 = \frac{841,15 \text{ mm.}}{7 \text{ intervalos}} = 120,16 \text{ mm.}$$

La altura mínima infiltrada corresponde a la estación 210 m. y es 88,2 mm. (Figura 28).

$$E_d \text{ (absoluto)} = \frac{88,2}{120,16} \times 100 = 73,4\%$$

Según el criterio del S.C.S. la altura mínima infiltrada corresponde a la media de la cuarta parte de la faja con menor altura infiltrada (aproximadamente los últimos 52,5 metros en este caso).

$$\frac{\bar{A}}{52,5} = \frac{88,2 \text{ mm.} + 112,25 \text{ mm.}}{2} = 100,22 \text{ mm. (Figura 28)}$$

$$E_d \text{ (S.C.S.)} = \frac{100,22}{120,16} \times 100 = 83,4\%$$

b) Eficiencia de riego potencial del sistema ( $E_1$ )

Es la relación, en porcentaje, entre la altura mínima infiltrada (suponiendo que correspondiera al descenso de humedad del suelo) y la altura media aplicada. Esta relación describe la eficacia máxima con que puede operarse el sistema en las condiciones de la prueba (no variando ningún parámetro, excepto el momento de riego).

La altura mínima infiltrada (absoluta) es 88,2 mm

La altura mínima infiltrada (según S.C.S.) es 100,22 mm.

La altura media de agua total aplicada a los 210 metros de longitud de la faja, incluyendo el agua perdida por escorrentía al final de la misma, es (Figura 28)

$$a_4 = \frac{937,4 \text{ mm}}{7 \text{ intervalos}} = 133,9 \text{ mm.}$$

$$E_1(\text{absoluto}) = \frac{88,2}{133,9} \times 100 = 65,8\%$$

$$E_1(\text{S.C.S.}) = \frac{100,22}{133,9} \times 100 = 74,8\%$$

c) Eficiencia de aplicación ( $E_a$ )

Es la relación, en porcentaje, entre el agua retenida en la zona radicular y la altura media aplicada. Esta relación describe la eficacia con que se está utilizando el sistema. Para facilitar la visión de lo anterior se traza en los ejes coordenados de las curvas de avance y retirada (Figura 27) la curva de riego. Esta curva se dibuja trasladando, en vertical, la curva de avance una distancia igual al tiempo de riego ( $T_1$ ), que es el necesario para que se infiltre en el terreno la altura de agua que corresponde al descenso de humedad existente en el suelo, cuyo valor determinado ante

riormente, es de 74 mm. Si la curva de riego está situada por debajo de la curva de retirada, indica que el agua ha estado demasiado tiempo sobre el suelo, es decir que ha habido un exceso de riego, y si está por debajo que la faja no ha recibido suficiente agua.

La curva de riego también puede representarse en los ejes coordenados de la Figura 28; en este caso lo que se representa es la altura de agua que es necesario aplicar al terreno para reemplazar el déficit de agua existente en el suelo en el momento del riego; el exceso o defecto de riego viene representado en alturas en vez de venir en tiempos.

A partir de la línea de infiltración "ajustada" se obtiene el tiempo necesario para que se infiltren los 74 mm, que es 49 minutos (este tiempo puede obtenerse gráficamente de la Figura 26 o analíticamente de la ecuación  $A = 5,9 T^{0,55}$ ). Con este tiempo se dibuja la curva de riego en la Figura 27.

$$E_a = \frac{74}{133,9} \times 100 = 55,3\%$$

Este valor es alrededor de un 10% menor que el que se hubiera obtenido si se hubiera esperado para regar a que el descenso de humedad en el suelo alcanzara 88,2 mm. Entonces el valor de  $E_a$  hubiera igualado al de  $E_i$  (absoluto) que es 65,8%. Esto es un ejemplo de como el momento de riego puede influir en la eficiencia del uso del agua.

La duración correcta del riego ( $T_1$ ) para aplicar 74 mm de profundidad de agua es, como hemos visto anteriormente, de 49 minutos. Este tiempo debe considerarse únicamente como una aproximación debido a las muchas variables implicadas en su determinación.

El caudal idóneo no ha podido calcularse ya que en este caso se ha utilizado un solo caudal. Es evidente que un caudal mayor que el empleado hubiera avanzado más rápidamente, con lo que se conseguiría aproximar y

hacer más paralelas las curvas de avance y retirada, y el riego sería más uniforme. Convendría pues cortar la entrada del caudal antes (y se reduciría el exceso de agua en la mitad superior de la faja) en ese caso.

Al final de las pruebas se tomaron muestras de suelo para determinar su contenido de agua. Las muestras tomadas estaban a capacidad de campo o por encima de este punto. Este hecho confirma el exceso de riego indicado por la evaluación.

#### 13.4.1.4.5.- Conclusiones

Retrasando el momento de riego dos o tres días se hubiera podido incrementar la eficiencia de aplicación ( $E_a = 55,3\%$ ) en un 10%. Utilizando un caudal mayor se hubieran mejorado todas las eficiencias.

Se debe tener en cuenta que ninguno de los valores obtenidos puede considerarse como exacto, pero que son suficientemente significativos para indicar lo que debiera hacerse para mejorar la eficacia del sistema:

### 13.5.- RIEGO POR INUNDACION

La tabla, o era, es un área a nivel de cualquier forma o tamaño, bordeada por caballones que retienen el agua aplicada por el riego hasta que se infiltre. Las pérdidas que puedan existir habrán de ser por percolación.

La evaluación de un riego por inundación se realiza, principalmente, por observación, ya que resulta muy difícil la determinación de los valores exactos de las eficiencias, debido a las diferencias apreciables en la altura de agua infiltrada producidas por pequeñas variaciones en la velocidad de infiltración dentro de la tabla, o por la existencia de depresiones donde se acumula el agua.

#### 13.5.1.- Técnica de la evaluación

Mediante la técnica de evaluación se determina en el campo:

- 1) Descenso de humedad existente en el suelo y descenso tolerable.
- 2) Valor del caudal que se introduce en la tabla y su tiempo de aplicación.
- 3) Velocidad de avance de la lámina de agua y observaciones al respecto.
- 4) Velocidad de infiltración.
- 5) Observaciones sobre cualquier variación en la velocidad de infiltración.
- 6) Altura de agua infiltrada total.
- 7) Es necesario elaborar un plano de la tabla.

#### 13.5.1.1.- Equipo necesario

- 1) Sondeas para tomar muestras de suelo.
- 2) Cronómetro.
- 3) Afóradoras.
- 4) Útiles topográficos para medir el área y la pendiente de la tabla.
- 5) Varillas graduadas para medir alturas de la lámina de agua.
- 6) Impresos para anotar los datos obtenidos

#### 13.5.1.2.- Procedimiento a emplear en los ensayos de campo

- 1) Se realiza un plano de la tabla.
- 2) Se determina el descenso de humedad existente en el suelo - en varios lugares de la tabla, y se compara con el descenso tolerable para conocer si es el momento adecuado de riego. Se observa y anota cualquier diferencia en el desarrollo - del cultivo, en la textura, en el perfil del suelo y en el descenso de humedad.
- 3) Se determina el valor del caudal introducido. La hora de in troducción y la hora de corte.
- 4) Se observa y anota, en el plano de la tabla, la posición -- del frente de avance de la lámina de agua en varios momen-- tos. (La determinación de esta posición puede facilitarse - disponiendo en la tabla una "cuadrícula" con jalones). La - posición del frente de la lámina de agua nos indica las de-- presiones y elevaciones existentes en el terreno.

Se observa y anota la posición del frente de retirada de la lámina de agua en varios momentos, señalando las principa--

les depresiones y elevaciones observadas. La diferencia entre el tiempo de llegada y el tiempo de retirada de la lámina es el tiempo de que dispone el agua para infiltrarse, es decir, el tiempo de oportunidad ( $T_0$ ).

- 5) La determinación de la velocidad de infiltración para la tabla no es fácil de realizar (para un estudio más detallado pueden usarse cilindros infiltrómetros). Sin embargo, puede obtenerse un valor aproximado de su magnitud colocando un jalón de referencia o una varilla graduada en un punto de la tabla cercano al de entrada del caudal y que pueda leerse fácilmente. Se debe anotar la hora de introducción del caudal, la hora en que el agua cubre el estanque y la hora de corte del caudal. Después de que la tabla esté cubierta por la lámina de agua se lee y anota su altura en diferentes momentos; los datos así obtenidos se representan gráficamente mediante la curva de altura de agua infiltrada en función del tiempo. Esta curva se ajusta, siguiendo un proceso similar al utilizado en riego por fajas, para que pase por el punto de coordenadas correspondientes: tiempo en que el agua desaparece de la superficie del terreno en la mayor parte de la tabla - altura de agua aplicada (calculada por el mismo procedimiento que en riego por fajas).

El método anterior no proporciona la curva exacta de altura de agua infiltrada, a causa del tiempo de llenado del estanque, el efecto del viento que hace que el agua se acumule en el borde opuesto a la dirección del mismo, el flujo lateral de agua desde las zonas con baja infiltración a aque-

llas de infiltración más alta, etc. En la mayoría de los casos, es suficiente una aproximación del tiempo que necesita el agua para desaparecer de la superficie de la tabla, ya que este dato no se utiliza en el cálculo de las eficiencias.

6) Las variaciones de la velocidad de infiltración en diferentes zonas de la tabla pueden observarse por alguno de los procedimientos que se describen a continuación. Todos estos procedimientos no son nada más que indicadores del problema, pero es importante conocer las posibles variaciones de la infiltración para estimar su uniformidad.

a) Cuando la tabla está llena, se la divide por medio de caballones, de modo que estos no lleguen a sobresalir de la superficie del agua, en varias sub-tablas. Se observa y mide el descenso del agua en cada uno de ellos. Estos datos nos indican las diferencias relativas en la velocidad de infiltración de las sub-tablas adyacentes (debe considerarse las probables diferencias entre las velocidades de infiltración relativas debidas a que el agua no llega a cada sub-tabla al mismo tiempo).

b) Se construyen unas sub-tablas, como se ha indicado en el apartado anterior pero dejando comunicación entre ellas. El agua fluirá, a través de las aberturas, desde las sub-tablas con baja velocidad de infiltración a aquellas cuya velocidad de infiltración sea más alta (como en el apartado anterior, se debe considerar que el agua no llega a cada sub-tabla al mismo tiempo).



Con este método es con el que mejor se aprecian las variaciones en la velocidad de infiltración.

- c) Se construyen, antes del comienzo de la prueba, varias sub-tablas. Se introduce rápidamente, dentro de cada una de ellas, una cierta altura de agua (altura que se calcula midiendo el caudal introducido, tiempo de aplicación de este caudal y área cubierta por el agua). Luego se mide la velocidad del descenso del nivel del agua. Suponiendo que el agua aplicada desaparece de toda la superficie de la sub-tabla al mismo tiempo (terreno a nivel e infiltración uniforme), se puede dibujar la curva ajustada de la altura de agua infiltrada, comenzando por el punto de coordenadas correspondientes a: un tiempo que es la diferencia entre el momento en que desaparece el agua aplicada y el momento en que el agua al introducirse cubre de 0,5 a 0,6 del área de la sub-tabla; y una altura de agua que es la total infiltrada. El resto de los puntos de esta curva se obtienen a partir de las medidas de la velocidad de descenso del nivel del agua después de que las sub-tablas están llenas.
- d) Se pueden utilizar los cilindros infiltrómetros para estimar las características de infiltración del estanque. En este caso para tener un grado de exactitud razonable se deben realizar numerosas pruebas, que requieren bastante tiempo y trabajo. Pero es el único método cuyos valores pueden usarse para predecir.

7<sup>a</sup>) Se determina el contenido de humedad del suelo tomando - muestras del mismo unos días después del riego.

### 13.5.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

El objetivo de la evaluación es conocer la eficacia de las -- prácticas actuales de riego y determinar la forma en que podrían mejorarse.

El descenso de humedad en el suelo corresponde a la máxima altura de agua que se puede almacenar en la zona radicular, y es la que se debe aplicar en el riego. La comparación entre el descenso de humedad del suelo y el descenso tolerable indica si el momento del riego ha sido el - adecuado.

La altura de agua aplicada se calcula multiplicando el caudal introducido por el tiempo de aplicación y dividiendo por el área de la tabla.

$$\text{Altura de agua aplicada (mm.)} = \frac{\text{Caudal (l/sg.)} \times \text{tiempo de aplicación (sg.)}}{\text{Área (m}^2\text{)}}$$

#### a) Eficiencia de Distribución ( $E_d$ )

La Eficiencia de distribución indica la uniformidad de infiltración, la cual depende del tiempo que el agua está sobre la superficie del terreno (Tiempo de oportunidad,  $T_o$ ) y de la velocidad de infiltración.

Si la tabla pudiera cubrirse de agua en, aproximadamente, - 1/4 del tiempo necesario para regarla totalmente, el efecto da que el agua permanezca más tiempo en su parte inicial -- que en su parte final sería mínimo, y si además estuviera a nivel y se consiguiese que el agua despareciera de toda su

superficie casi al mismo tiempo, la uniformidad sería muy alta. La percolación media sería, entonces, del orden del 5% del agua aplicada, ya que en la parte inicial de la faja se infiltraría alrededor de un 10% más que en la parte final. Para que se cumpla lo anteriormente expuesto es preciso que la velocidad de infiltración sea uniforme en el tablar, hecho que debe comprobarse mediante alguno de los procedimientos antes indicados.

Prácticamente todo el agua que se acumula en las depresiones existentes en el estanque se puede considerar como percolación; (suponiendo que la altura mínima de agua infiltrada, que satisface justamente el descenso de humedad del suelo, se infiltra en las zonas donde primero desaparece el agua y que la velocidad de infiltración es uniforme en toda la tabla). El volumen de agua que percola se puede estimar a partir de la altura media del agua acumulada en cada depresión y de su área. Este volumen debe añadirse al 5% (aproximado) que percola a causa del tiempo requerido para el avance del frente de agua. Por ejemplo: se supone que el agua desaparece de la mitad de la superficie de una tabla en el mismo instante, y que en la otra mitad existe una altura de agua acumulada de 10 mm.; esto corresponde a una altura de agua de 5 mm. en todo el estanque. Si la altura aplicada fue de 100 mm., las pérdidas por percolación representan un 5%.

La eficiencia de distribución se expresa de la forma siguiente:

$$E_d = \frac{\text{Altura mínima infiltrada}}{\text{Altura media infiltrada}} \times 100$$

Los valores bajos de  $E_d$  pueden indicar unas pérdidas excesivas por percolación, si se aplica un riego adecuado a toda la tabla, o bien que algunas zonas de la tabla sufren un defecto de riego si la altura media infiltrada corresponde a la altura de riego adecuada.

En el riego por inundación, al no existir escorrentía, y utilizando la media del 1/4 del área que recibe menos agua como el mínimo infiltrado, la uniformidad de distribución puede expresarse en la siguiente forma:

$$E_d = \frac{\text{Altura media aplicada} - h}{\text{Altura media aplicada}}$$

Siendo  $h$ : la altura media del agua acumulada sobre la superficie del suelo, cuando se ha infiltrado el agua en 1/4 de la superficie de la tabla.

(La uniformidad de distribución puede también determinarse por un procedimiento más preciso, similar al utilizado en el riego por fajas, usando las curvas de avance y retirada señalados en el apartado 4 de 13.5.1.2. y averiguando el tiempo y la correspondiente altura de agua infiltrada en varios puntos de la tabla que representen áreas iguales, y calculando las alturas mínima y media de agua infiltrada).

- b) Eficiencia del sistema de riego ( $E_i$ ) y Eficiencia de aplicación ( $E_a$ ).

La Eficiencia del sistema de riego ( $E_i$ ) es la relación en porcentaje entre la altura mínima de agua infiltrada que iguala el descenso de humedad del suelo y la altura media de agua aplicada.

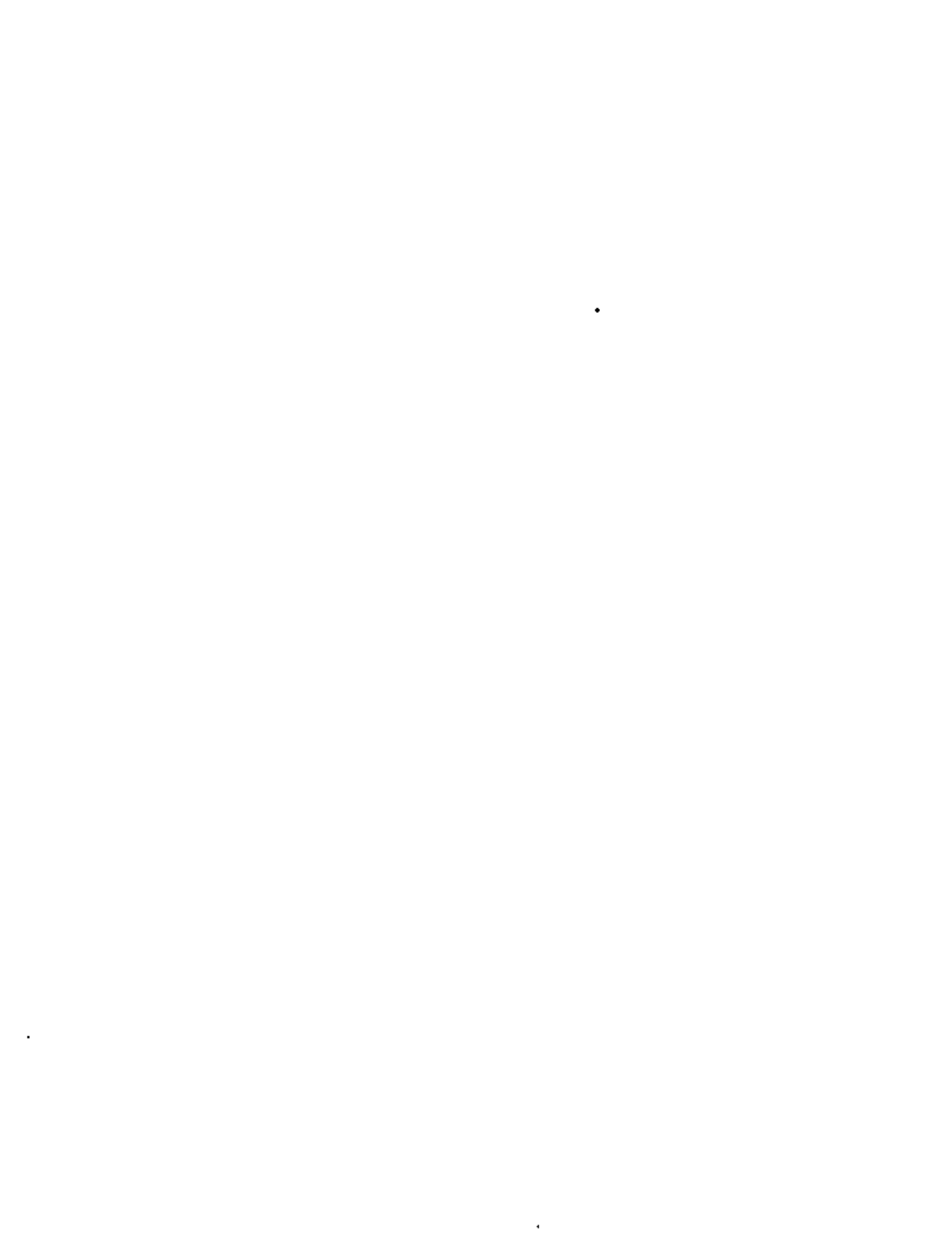
El valor de  $E_i$  representa la eficacia que puede conseguirse con el sistema de riego cuando se le opera apropiadamente.

La eficiencia de aplicación ( $E_a$ ) es la relación en porcentaje entre la altura mínima de agua infiltrada y retenida en la zona radicular y la altura media de agua aplicada.

El valor de  $E_a$  representa la eficacia con que el agua está siendo aplicada. Adquiere su mayor significado cuando el riego aplicado satisface el descenso de humedad en el suelo. La diferencia entre los valores de  $E_a$  y  $E_i$  es una medida de los problemas de manejo del sistema.

Cuando la altura mínima infiltrada coincide con el descenso de humedad del suelo,  $E_a = E_i = E_d$ , ya que no hay pérdidas por escorrentía. Si el riego es excesivo  $E_a$  es menor que  $E_i$ .

El riego por inundación tiene una eficiencia alta cuando: la nivelación es correcta, la velocidad de infiltración es uniforme y se aplica a todo el terreno la adecuada altura de agua de manera rápida. Estimando las pérdidas por percolación pueden obtenerse unos valores razonables de las eficiencias; con ellos se pueden identificar y corregir los problemas de una nivelación defectuosa, los relacionados con la velocidad de avance y otros.





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

EVALUACION Y MEJORAS DE SISTEMAS DE RIEGO

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1980





EVALUACION Y MEJORAS DE SISTEMAS DE RIEGO

13.- EVALUACION Y MEJORA DE SISTEMAS DE RIEGO

La metodología expuesta a lo largo de los ocho primeros capítulos - del trabajo "Material básico para la redacción de un Manual S.A.R.", permite prever, en un momento dado, la fecha del próximo riego y la cantidad de agua a aplicar en el mismo. Es evidente que cuando esta información se comunica al regante, éste recibe una orientación valiosísima que le permitirá utilizar el agua de riego con un mayor aprovechamiento.

Sin embargo, el problema de la correcta utilización del agua por el regante es mucho más complejo, pues, además de la determinación de las fechas y dosis de riego tiene muchos otros aspectos como por ejemplo, el manejo del agua en las redes de distribución hasta la unidad de riego y las prácticas de aplicación del agua en estas unidades. La eficacia de las orientaciones a que antes nos hemos referido depende muy estrechamente del grado de eficiencia en estos otros aspectos y en particular, de las prácticas en aplicación, hasta el punto de que, sin un mínimo de racionalización de éstas, no puede esperarse utilidad práctica alguna por muy sistemáticamente que se faciliten al regante las orientaciones aludidas.

A fin de contribuir a promover un nivel suficiente de estas prácticas, como fase previa en la implantación de Servicios de Asesoramiento de Riego, se ha juzgado interesante incorporar a esta recopilación de material básico para el Manual S.A.R. los capítulos que siguen, acerca de las técnicas de evaluación y mejora de sistemas de riego.

Estas técnicas de evaluación y mejora de los sistemas de riego permiten conocer, basándose en las conclusiones obtenidas a través de diversos ensayos de campo, la corrección con que se está realizando el riego; además, si el riego es deficiente, proporcionan los criterios a seguir para corregir las imperfecciones advertidas.

Del elevado número de variables implicadas en estos temas (caudal, pendiente del terreno, duración del riego, longitud y anchura de las unidades, capacidad de absorción de agua y textura del suelo, cultivo, descenso tolerable de humedad, etc.) y del hecho de que todas ellas estén directa o indirectamente relacionadas, se desprende que los problemas que se van a tratar no siempre tendrán una solución evidente e inmediata. Sin embargo, es indudable que el hecho de que esta metodología permita conocer, en una zona regable, si se aprovecha bien el agua de riego o no y en este último caso proporcione el método para averiguar los motivos a que ello obedezca, hace que no se pueda dudar de su interés.

Estos capítulos han sido elaborados utilizando como documentación básica trabajos realizados por Merriam (fundamentalmente), Alfaro, Criddle, Davis, Pair, Shockley y Constantinidis. Estos especialistas han trabajado en condiciones que no siempre coinciden con las nuestras en cuanto a suelo, clima, cultivo, dimensiones de las unidades de riego, magnitud de los caudales disponibles e incluso en cuanto a los propios sistemas de riego. Será pues necesario adaptar la metodología básica aquí expuesta, a las condiciones particulares de cada caso, lo que requerirá el consiguiente esfuerzo de estudio e investigación. Este aspecto acentúa el carácter preliminar de este trabajo, el cual, tras las revisiones y ampliaciones oportunas, se espera pueda ser empleado con utilidad en los Servicios de Asesoramiento de Riegos.

13.1.- CONCEPTOS PREVIOS

La evaluación de un sistema se funda en la aplicación práctica de diversos conceptos pertenecientes a la técnica del riego. Estos conceptos están relacionados con la realización de unos ensayos de campo de cuya correcta elaboración dependa, en gran parte, la validez de los resultados obtenidos. Para efectuar estos ensayos debe seleccionarse, previamente, un lugar representativo de las condiciones medias de la parcela. Tanto los rie-

gos de prueba como el resto de los ensayos deben iniciarse cuando el terreno está en condiciones de humedad similar a las que preceden a un riego normal; de esta forma las deducciones obtenidas a partir de los datos hallados constituirán una base real para introducir, si es que son precisas, las modificaciones convenientes.

En este apartado, a manera de recordatorio, se incluye la definición de los conceptos antes aludidos; todos ellos son de carácter eminentemente práctico.

#### 13.1.1.- Curva de avance

Es la representación gráfica del avance de la lámina de agua, en la unidad de riego de pié, en función del tiempo (a partir del momento en que se inicia el riego). Generalmente, se representa en coordenadas rectangulares; - suele presentar una pendiente suavemente creciente. En algunos casos, con - al fin de facilitar la extrapolación más allá de los límites de la parcela, se representa en papel logarítmico.

#### 13.1.2.- Curva de retirada

Es la representación gráfica de la retirada de la lámina de agua, en la unidad de riego de pié, en función del tiempo (a partir del momento en que se corta la entrada del agua de riego). En el riego por fajas, generalmente, es ascendente, y tiene la forma aproximada de una S; no obstante, puede presentar variaciones si la pendiente del terreno no es constante o se producen encharcamientos en algún punto bajo; e incluso puede ser decreciente en algunos casos. En riego por surcos, la curva de retirada, que se inicia casi inmediatamente después de cortar la entrada del agua, generalmente, puede representarse por medio de una recta horizontal.

### 13.1.3.- Curva de riego

Se obtiene trasladando la curva de avance, paralelamente al eje de ordenadas, una distancia igual al tiempo necesario para que se infiltre en el terreno la altura de agua que corresponde al descenso de humedad existente en el mismo ( $T_1$ ).

Esta curva indica el tiempo durante el cual el agua debería estar sobre la superficie del terreno. En un riego perfecto debería coincidir con la curva de retirada, pero, en la práctica, esto es imposible de conseguir.

### 13.1.4.- Tiempos

#### a) Tiempo de riego ( $T_1$ )

Es el necesario para que se infiltre en el terreno la altura de agua que corresponda exactamente al descenso de humedad existente.

#### b) Tiempo de aplicación ( $T_a$ )

Es el tiempo durante el cual el agua está entrando en la unidad de riego.

#### c) Tiempo de oportunidad ( $T_o$ )

Es el tiempo durante el cual el agua permanece, en un determinado punto, sobre la superficie del terreno, (desde que llega a él hasta que desaparece).

#### d) Tiempo de avance ( $T_{av}$ )

Es el que tarda el frente de agua en llegar desde la cabecera de la unidad hasta el extremo inferior de ésta.

e) Tiempo de retardo ( $T_r$ )

Es el que tarda el agua en desaparecer de la cabecera de la unidad - una vez que se ha cortado la entrada del agua ( $T_r = T_0 - T_a$ ).

13.1.5.- Caudales

## a) Caudal inicial

Es el caudal con que se inicia el riego en los sistemas de fajas y - surcos. Es preferible que, siempre que no produzca erosión, sea el máximo - posible con objeto de conseguir que el frente de agua llegue rápidamente al final de la unidad de riego.

## b) Segundo caudal

En algunos casos, y con objeto de reducir las pérdidas por escorrentía, el caudal inicial se reduce a otro menor al que se le designa "segundo caudal". Puede, incluso, ser conveniente utilizar más de dos caudales.

13.1.6.- Eficienciasa) Eficiencia de distribución ( $E_d$ )

Es la relación, expresada en porcentaje, entre la altura mínima, de agua, infiltrada a través del terreno y la altura media infiltrada.

En los sistemas de riego de gravedad el valor de  $E_d$  aumenta conforme aumenta el tiempo de aplicación ( $T_a$ ). Es más significativa cuando la altura mínima infiltrada coincide con el descenso de humedad del terreno; su valor se puede considerar, entonces, como la eficiencia de distribución del sistema. Se expresa mediante:

$$E_d = \frac{\text{altura mínima infiltrada (mm.)}}{\text{altura media infiltrada (mm.)}} \times 100$$

Para evaluar los sistemas de aspersión, se utilizan, como se verá posteriormente, un cierto número de vasijas en las que se recoge el agua arrojada por los aspersores. Las cantidades de agua recogidas son los datos básicos a partir de los cuales se realiza la evaluación. Para la determinación de  $E_d$  se utilizan esos valores (suponiendo que no exista escorrentía).

$$E_d = \frac{\text{aplicación mínima recibida (mm/hora)} \times T_a \text{ (horas)}}{\text{aplicación media recibida (mm/hora)} \times T_a \text{ (horas)}} \times 100$$

b) Eficiencia de riego del sistema ( $E_i$ )

Es la relación, expresada en porcentaje, entre la altura mínima de agua infiltrada a través del terreno, cuando esta altura coincide con el descenso de humedad existente en el suelo, y la altura media aplicada. Es especialmente significativa cuando el déficit de agua del terreno es precisamente el descenso tolerable de humedad. Este parámetro refleja hasta que punto el sistema puede trabajar correctamente cuando suministra la cantidad de agua adecuada.

En sistemas de riego por gravedad:

$$E_i = \frac{\text{altura mínima infiltrada (igual al descenso de humedad del terreno) (mm)}}{\text{altura media aplicada (mm)}} \times 100$$

En sistemas de aspersión:

$$E_i = \frac{\text{aplicación mínima recibida (mm/hora)} \times T_i \text{ (horas)}}{\text{aplicación media suministrada (mm/hora)} \times T_i \text{ (horas)}} \times 100$$

c) Eficiencia de aplicación ( $E_a$ )

Es la relación, expresada en porcentaje, entre la altura mínima, de agua, retenida en la zona radicular (de donde puede ser tomada por el cultivo) y la altura media total que ha suministrado realmente el sistema. Esto -

2  
término se puede aplicar a una parcela, a una finca, o a un área determinada y también a un determinado riego o a todos los del año.

Para sistemas de riego de gravedad

$$E_a = \frac{\text{altura mínima retenida en la zona radicular (mm)}}{\text{altura media suministrada (mm)}} \times 100$$

En los sistemas de aspersión:

$$E_a = \frac{\text{altura mínima retenida en la zona radicular (mm)}}{\text{aplicación media suministrada (mm/hora) \times T_B (\text{horas})}} \times 100$$

o bien, cuando el riego ha cubierto el déficit de humedad del terreno o lo ha superado:

$$E_a = \frac{\text{valor mínimo recibido (mm/h.)} \times T_A (\text{horas})}{\text{aplicación media suministrada (mm/h.)} \times T_B (\text{horas})} \times 100$$

### 13.1.7.- Curvas de infiltración

Son la representación gráfica del proceso de infiltración del agua - a través de la superficie del terreno. Los ensayos que sirven de base pueden realizarse utilizando cilindros de infiltración, o bien, en riego por surcos, determinando el agua que se infiltre en un tramo del surco. En este segundo caso es preciso emplear dos aforadores para medir el caudal entrante y saliente, obteniéndose el agua infiltrada por diferencia entre ambos.

#### a) Curva de velocidad de infiltración

Relaciona la velocidad instantánea de infiltración con el tiempo transcurrido desde el comienzo del ensayo. Puesto que la función que liga a ambas variables es del tipo:

$$I = a T^b \quad (I \text{ mm/hora ; } T \text{ mín.})$$

si se utilizan coordenadas logarítmicas dicha función viene representada por una recta.

b) Curva de altura de agua infiltrada

Expresa la altura de agua infiltrada, desde el comienzo del ensayo, en función del tiempo transcurrido. La función que liga a ambas variables es — del tipo:

$$A = \frac{a}{60(b+1)} T^{b+1} \quad (A \text{ mm. ; } T \text{ min})$$

por lo que también viene representada por una línea recta cuando se utilizan coordenadas logarítmicas.



## 13.2.- RIEGO POR ASPERSION

El método de evaluación, que a continuación se expone, es aplicable a aspersores giratorios con un modelo cónico de distribución de la lluvia. Para obtener una aplicación de agua uniforme es necesario el solape de cuatro o seis aspersores.

No es aplicable directamente a tuberías perforadas, aspersores gigantes ni a máquinas de riego giratorias, precisando de las adaptaciones convenientes para ser utilizado en todos estos casos.

### 13.2.1.- Técnica de la evaluación

Mediante la técnica de evaluación se determina en el campo:

- 1) El valor del caudal de los aspersores ensayados.
- 2) La presión en las boquillas de los aspersores en el punto de ensayo y a lo largo de las alas regadoras.
- 3) La altura de agua recogida en unas vasijas de medida.
- 4) La duración del ensayo.
- 5) La separación entre aspersores y la distancia entre alas.

Es muy conveniente obtener otros datos adicionales tales como: los modelos de pluviometría que se obtienen para diferentes presiones, el valor de la presión a lo largo de la tubería principal y la presión a la salida de la bomba.

El estudio de los datos recopilados permite valorar:

- a) La eficiencia de distribución.
- b) La eficiencia de riego potencial del sistema.
- c) Su eficiencia de aplicación.

Dichos parámetros se obtienen, desde luego, para las condiciones en que está siendo utilizado el sistema.

El estudio detenido de la información recogida permite juzgar sobre la conveniencia de introducir algunas modificaciones como, por ejemplo:

- a) Variar la separación entre las tuberías o aspersores, para lo cual se determinan, previamente, las eficiencias correspondientes a las nuevas disposiciones estudiadas.
- b) Utilizar tuberías de distintos diámetros tanto en la tubería principal como en las alas de aspersores.
- c) Variar la presión de trabajo.
- d) Variar la duración de los riegos, etc.

Evidentemente, es necesario tener muy en cuenta los aspectos económicos en el momento de aconsejar alguna modificación.

#### 13.2.1.1.- Material necesario

El material necesario para la realización de los ensayos es el siguiente:

- 1) Un manómetro unido a un tubo de Pitot.
- 2) Cronómetro.
- 3) Un recipiente aforado (para aspersores grandes su capacidad debe ser al menos de 4 litros).
- 4) Uno o dos tramos de manguera, de aproximadamente, 1,20 m. de longitud.
- 5) Veinticinco a cincuenta vasijas metálicas (pueden ser simplemente botes).
- 6) Varilla, para medir la altura recogida en las vasijas, o bien un cilindro graduado.
- 7) Cinta métrica.
- 8) Cuatro o cinco trozos de alambre cuya longitud aproximada, sea de 1,50 metros.

### 13.2.1.2.- Procedimiento a emplear en los ensayos de campo

- 1) Se elige el punto del ala de riego en el cual se ha de realizar el ensayo. Puede ser aquel en el que la presión sea condici<sup>o</sup>ne representativa. También pueden ser dos puntos, próximos a los extremos del ala de riego, con el fin de observar los efectos de la variación de presión que exista entre ellos.

Como indica la Figura 13, en un ala de riego la pérdida de presión, debida al rozamiento, se produce de modo que, cuando los aspersores son numerosos, el 50% tienen lugar en el primer quinto de la longitud de la tubería y ya en la primera mitad de la tubería se ha producido el 87%, de dicha pérdida, aproximadamente.

La presión más representativa puede encontrarse hacia el punto  $1/3$ ; los aspersores que quedan más próximos a la tubería principal que dicho punto trabajan a presiones sensiblemente más altas y, en la dirección opuesta, los aspersores restantes los hacen a presiones ligeramente más bajas.

Cuando la diferencia de presión entre los extremos del ala es considerable, es aconsejable efectuar ensayos con diferentes presiones. Los puntos de ensayo no deben ser precisamente los aspersores extremos, puesto que en ellos el solape no es adecuado, sino los más próximos a ellos en los que no se presente dicha irregularidad.

La Figura 14 muestra como varia la eficiencia de distribución al modificar la separación entre los aspersores, la presión de funcionamiento o el tamaño de la boquilla empleada.

FIGURA 13

PERDIDAS DE PRESION A LO LARGO DE UNA TUBERIA CON MULTIPLES SALIDAS

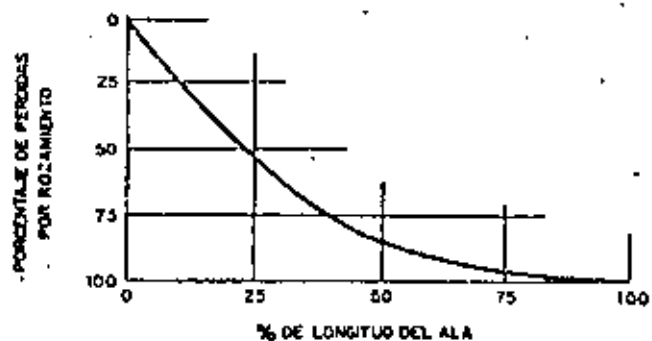


FIGURA 14

VARIACIONES DE LA EFICIENCIA DE DISTRIBUCION CON LA SEPARACION ENTRE ALAS, LA PRESION Y EL DIAMETRO DE BOQUILLA

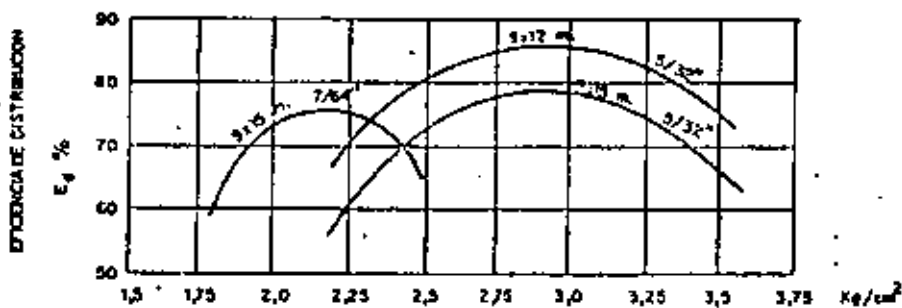
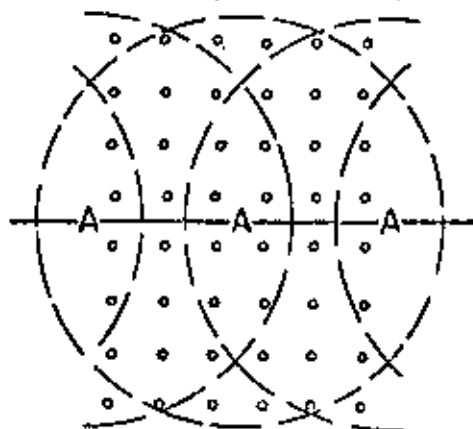


FIGURA 15

COLOCACION DE LAS VASIJAS



- 2) Se colocan las vasijas, formando cuadrícula, entre dos o tres aspersores de forma que se cubra, con dicha cuadrícula, toda la superficie sobre la que aquellos arrojen el agua. - Es preferible cubrir dos zonas entre tres aspersores puesto que, frecuentemente, existen variaciones entre ellos. Deben utilizarse por lo menos 24 vasijas separándolas como máximo 3 x 3 metros. Si las posiciones de los aspersores van a ser siempre fijas la vasijas pueden colocarse en el área limitada por cuatro aspersores, pero, debe tenerse en cuenta, que el resultado del ensayo no se puede utilizar para analizar otras separaciones distintas a la de prueba.

En la Figura 15 se indica la forma en que deben colocarse las vasijas. Éstas deben situarse bien derechas y de forma que la vegetación no impida la entrada del agua en su interior. Deben ser todas de la misma altura, sin embargo, pueden ser de diferente diámetro.

- 3) En aquellos climas donde la evaporación sea apreciable debe colocarse una vasija testigo, con una altura de agua similar a la que se espera recoger en las demás vasijas, con el fin de poder valorar la cuantía de las pérdidas por evaporación.
- 4) Se anota el modelo y diámetro de la boquilla; la altura del tubo porta-aspersor, comprobando su verticalidad; el diámetro del ala y su pendiente. El aspersor situado en el punto de prueba se sujeta con alambre para impedir que gire.
- 5) Se dá entrada al agua de modo que el ala de riego, que se va a probar, se vaya llenando poco a poco; una vez llena se varía la presión, observando, para valores bajos, medios y altos de ella, la trayectoria y la dispersión de las gotas y el efecto del viento en cada caso. Posteriormente se mantiene

ne a la presión para la que se desea hacer el ensayo.

- 6) Se mide la presión en los aspersores en varios puntos del ala y al final de ella, con objeto de conocer las variaciones que existen, las cuales serán debidas a las pérdidas — por rozamiento y a la diferencia de cotas. El tubo de Pitot del manómetro debe colocarse en el centro del chorro, que — debe incidir directamente sobre la punta del pitot; éste debe situarse a unos 3 mm. de la boquilla del aspersor. Es — conveniente mover ligeramente el aparato en el momento de — efectuar la lectura anotándose la más alta de las registradas.

Al final del ensayo debe comprobarse la presión.

- 7) A continuación se anota el tiempo que tarda el aspersor en llenar el recipiente aforado. Para ello previamente se une el tramo de manguera, por uno de sus extremos, a la boquilla y el otro se introduce en el recipiente; si el aspersor tiene dos boquillas deberán aforarse las dos para obtener — el caudal total. No es extraño que el caudal medido sea superior al indicado por el fabricante (para la misma presión).

Deben hacerse varias medidas con el fin de obtener un valor medio.

- 8) Se comienza el ensayo dejando ya que los aspersores giren — libremente y comprobando previamente que, hasta ese momento, no ha caído agua en las vasijas. Se anota la hora en que em — pieza el ensayo. Para las anotaciones puede utilizarse un — impreso del tipo del de la Figura 15.

- 9) Se anotan las condiciones climatológicas: temperatura, hum — edad, nubosidad e intensidad y dirección del viento. Esta



16.

última puede indicarse, como en la figura 16, trazando una flecha que señale la dirección relativa con respecto a la de circulación del agua en el ala.

- 10) Al finalizar la prueba se debe evitar que el chorro de los aspersores ensayados caiga sobre las vasijas; para ello pueden detenerse los aspersores en una posición tal que el chorro no caiga sobre ellas o bien se dirige el chorro hacia el terreno. Antes de cortar la entrada del agua se comprueba la presión y se anota la hora.

La duración del ensayo conviene que sea la misma que la de un riego completo, con el fin de que se pueda observar el efecto total del viento y la evaporación. La duración mínima debe ser, al menos, la que corresponde a una altura de agua recogida en las vasijas de 12 mm.; las medidas, en ese caso deben hacerse con especial exactitud.

- 11) Se mide la altura de agua recogida en las vasijas observando si, todas ellas, están en posición correcta. Se toma nota de aquellas vasijas que hayan recibido una cantidad de agua excesivamente grande, o pequeña, en relación con las demás, intentando encontrar el motivo que lo justifique.

Si el ensayo ha sido corto, y por tanto las cantidades recogidas por las vasijas son pequeñas, quiza sea conveniente utilizar una probeta para efectuar las mediciones.

Los datos registrados se transforman en mm./hora y se anotan en el impreso (Figura 16).



### 13.2.1.3.- Utilización de los datos obtenidos

Se supone que el ensayo es representativo y que en otras posiciones daría resultados similares. (Esta suposición, excepto para posiciones de 24 horas, no siempre es absolutamente correcta, especialmente si el viento o la evaporación son intensos durante un cierto periodo). La parte de la derecha del gráfico (parte inferior de la Figura 16) puede solaparse, como si fuera otra posición del ala de riego, con la parte izquierda. Cuando la separación que se va a realizar es múltiplo de la distancia entre las vasijas, la suma de las alturas de agua recogidas en las vasijas coincidentes en el solape, representa un riego completo. En la Figura 17 se indica la forma de efectuar dicho solape.

### 13.2.1.4.- Caso práctico

A continuación, y como complemento de lo expuesto, se analizan las condiciones de funcionamiento y la calidad del riego realizado con un equipo de aspersión.

Los datos obtenidos en el ensayo de campo aparecen registrados en la Figura 16.

El descenso de humedad del terreno existente en el momento de iniciar el riego es de 111 mm. de altura de agua.

Durante los riegos el equipo se mantiene en funcionamiento en cada posición durante 23,5 horas, sin que se apreciase escorrentía.

Primeramente se obtienen las distintas eficiencias de riego cuyos valores son básicos para poder establecer un juicio sobre los aspectos antes indicados. Los datos obtenidos permiten calcular estas eficiencias no solo para la separación de alas y aspersoras con que se está empleando el equipo sino para otras posiciones distintas, lo que proporciona, si se desea, una comparación cuantitativa de varias hipótesis de funcionamiento.

### 13.2.1.4.1.- Eficiencia de distribución

El valor de la eficiencia de distribución indica hasta que punto el equipo está trabajando de forma adecuada y permite, además, estimar la magnitud de las pérdidas por percolación.

Expresa la relación entre el valor mínimo y el valor medio recogido en las vasijas durante el ensayo.

Se considera como valor mínimo la media de los valores correspondientes a las vasijas (una cuarta parte del total), que menos agua hayan recibido. (Definición de valor mínimo empleada por el Soil Conservation Service).

Si la cantidad mínima infiltrada coincide con el déficit de humedad del terreno, el exceso, sobre aquella, de las restantes alturas infiltradas percolara por debajo de la zona radicular. El porcentaje que, en relación con el total aplicado, suponen las pérdidas viene expresado por  $(100 - E_d)$ .

En la Figura 17 se han utilizado los resultados del ensayo, correspondientes a los aspersores  $A_5$  y  $A_6$ ; superponiendo los datos de la parte izquierda del ala con los de la parte derecha, se obtienen, para la separación  $9 \times 15$  m. con la que está funcionando el equipo de riego, los siguientes valores:

$$\text{Valor mínimo recibido} = \frac{5,8 + 5,5 + 5,0 + 5,6}{4} = 5,5 \text{ mm./hora}$$

$$\text{Valor medio recibido} = \frac{5,8 + 7,8 + \dots + 8,1}{15} = 6,7 \text{ mm./hora}$$

(En la Figura 17 las cifras entre paréntesis indican las desviaciones con respecto al valor medio, cifras que serán utilizadas en el apartado siguiente):

$$E_d = \frac{5,5}{6,7} \times 100 = 82\%$$

En la Figura 18 se ha repetido el mismo procedimiento para una separación  $9 \times 12$  m., obteniéndose los siguientes resultados:

FIGURA 17

RESULTADOS OBTENIDOS PARA SEPARACION 9 x 15 m.

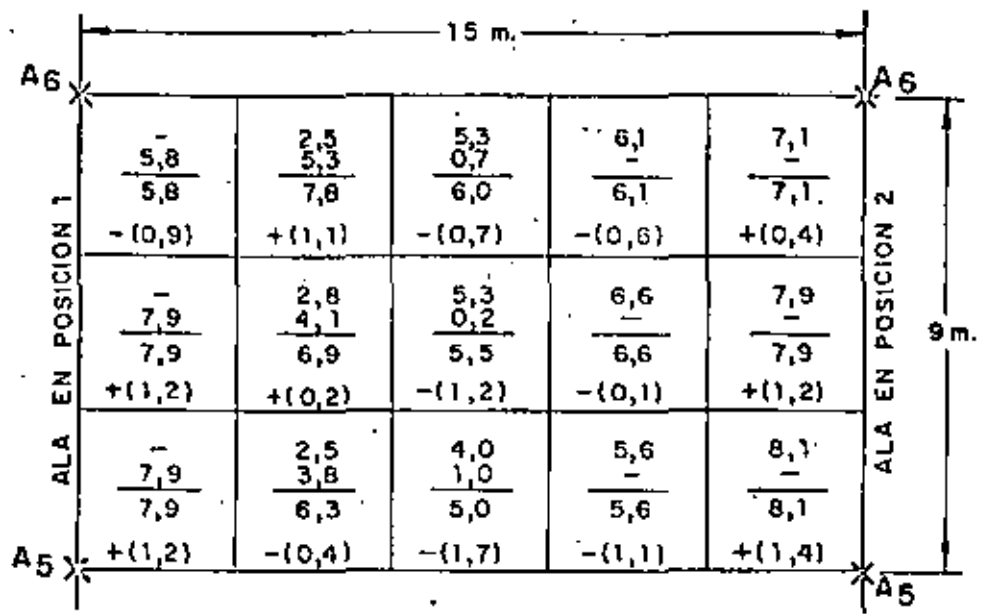
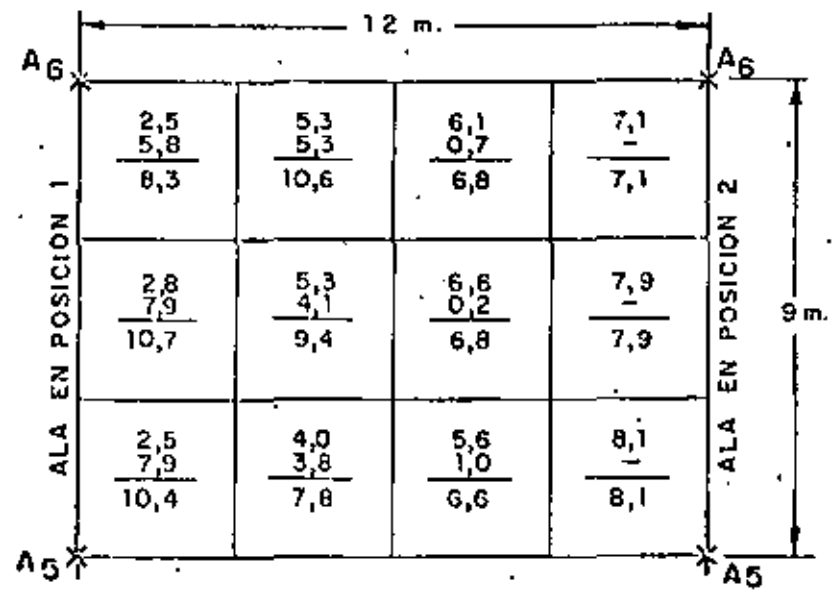


FIGURA 18

RESULTADOS OBTENIDOS PARA SEPARACION 9 x 12 m.



Valor mínimo = 6,7 mm./h.

Valor medio = 8,4 mm./h.

$$Ed = 80\%$$

Del mismo modo utilizando los datos obtenidos para los aspersores  $A_4$  y  $A_5$  (en lugar de  $A_5$  y  $A_6$ ) pueden obtenerse los valores correspondientes a estas u otras separaciones.

#### 13.2.1.4.2.- Coefficiente de uniformidad

Viene expresado por:

$$Cu = 100 \left( 1 - \frac{\sum d}{nM} \right), \text{ donde}$$

$n$  = nº de vasijas

$M$  = media de los valores obtenidos en las vasijas

$\sum d$  = suma de las desviaciones con respecto a  $M$  (en valor absoluto).

Para la separación 9 x 15, (Figura 17, las cifras entre paréntesis indican las desviaciones con respecto al valor medio), se obtiene:

$$Cu = 100 \left( 1 - \frac{13,4}{15 \times 8,2} \right) = 87\% \text{ (para los aspersores } A_5 \text{ y } A_6).$$

#### 13.2.1.4.3.- Eficiencia del sistema de riego

La eficiencia de riego del sistema ( $E_1$ ) indica la efectividad con la que los aspersores pueden utilizar el agua de riego. Cuando se conoce el valor de  $E_1$  se puede determinar la cantidad de agua que se requiere para regar satisfactoriamente una parcela.

Esta eficiencia expresa hasta que punto los aspersores ensayados son capaces de trabajar adecuadamente si se los mantiene en funcionamiento el tiempo necesario para satisfacer exactamente el descenso de humedad del terreno; es por tanto una medida del funcionamiento más perfecto de que son capaces los aspersores y debe considerarse como el potencial del sistema.

$$E_1 = \frac{\text{Valor mínimo recibido}}{\text{Valor medio suministrado}} \times 100$$

En el presente caso, (para los aspersores  $A_5$  y  $A_6$  en separación  $9 \times 15$  m.), el valor mínimo, según se obtuvo anteriormente, es de 5,5 mm./hora.

El valor medio suministrado se obtiene dividiendo el caudal del aspersor (determinado durante el ensayo), por la superficie ideal que le corresponde humedecer durante el riego:

$$\text{Valor medio suministrado} = \frac{1.036 \text{ l/hora}}{9 \times 15 \text{ m}^2} = 7,6 \text{ mm./hora}$$

$$\text{Por tanto } E_1 = \frac{5,5}{7,6} \times 100 = 72\% \quad (\text{separación } 9 \times 15, \text{ aspersores } A_5 \text{ y } A_6).$$

#### 13.2.1.4.4.- Eficiencia de aplicación

13 22

El grado de efectividad con que se utilizan los aspersores se valora por la relación entre el agua que queda retenida en la zona radicular, a disposición del cultivo, y la cantidad total aplicada. Si el riego es excesivo una parte del agua aplicada se pierde por percolación y el valor de  $E_a$  es bajo. Si el riego es insuficiente solo existen pérdidas por evaporación, puesto que no hay pérdidas por percolación.

$$E_a = \frac{\text{Altura mínima retenido en la zona radicular}}{\text{Altura media aplicada}} \times 100$$

Puesto que en el caso de este ensayo el riego normal se prolongaba durante 23,5 horas, la altura media aplicada, teniendo en cuenta el apartado anterior, es:

$$7,6 \text{ mm./h.} \times 23,5 \text{ horas} = 178 \text{ mm.}$$

El valor mínimo infiltrado es:

$$5,6 \text{ mm./h.} \times 23,5 \text{ horas} = 129 \text{ mm.}$$

No obstante, puesto que el descenso de humedad del suelo al comienzo del riego era de 111 mm., de los 129,2 infiltrados únicamente quedan retenidos 111 mm.; por tanto:

$$E_a = \frac{111}{178} \times 100 = 63\%$$

#### 13.2.1.4.5.- Conclusiones

Observando los datos registrados durante el ensayo y los valores de eficiencia calculados se obtienen las siguientes conclusiones:

- 1º) Las presiones a lo largo del ala se mantienen muy uniformes. La constancia de la presión se ve favorecida por la pendiente descendente del ramal que compensa las pérdidas por rozamiento, e incluso, en la parte final, hace que queden superadas.
- 2º) El punto de ensayo elegido (entre los aspersores 4, 5 y 6) es correcto puesto que la presión en ellos es muy uniforme. No se hicieron pruebas con distintas presiones, lo que podría haber sido interesante (Figura 14).

3º) Las pérdidas de agua, distintas de las de percolación, se obtienen por diferencia entre las cantidades medias aplicadas y las cantidades medias recogidas en las vasijas. Estas pérdidas incluyen la evaporación de las gotas en el aire, el agua que cae fuera del área cubierta por las vasijas y la evaporación que exista en éstas. Las pérdidas por evaporación en el aire dependen de la humedad, de la temperatura del aire y del agua, y del tamaño de las gotas; pueden variar desde un 2 ó 3% hasta por encima del 15%, siendo menores por la noche que en el día. El arrastre de lluvia por el viento depende de la velocidad de éste y del tamaño de las gotas; en algunos casos puede ser despreciable pero hay otros en que por su efecto se originan pérdidas superiores al 5%. Las pérdidas por evaporación en las vasijas pueden llegar a superar los 5 mm./día; dependen principalmente de la nubosidad, de la humedad y del viento.

Puesto que tanto las medidas de las cantidades aplicadas, como las de las recogidas, tienen un límite práctico de exactitud y dado que las pérdidas a que aludimos son la diferencia entre ambas, es evidente que el valor obtenido debe ser considerado únicamente como una aproximación.

En el presente caso, para separación entre aspersores de 9 x 15 m., y utilizando los datos referentes a los aspersores  $A_5$  y  $A_6$  se tiene:

Valor medio aplicado = 7,6 mm./hora

Valor medio recogido = 6,7 mm./hora.

Pérdidas = 7,6 - 6,7 = 0,9 mm./hora., o bien

% de pérdidas =  $\frac{0,9}{7,6} \times 100 = 12\%$

- 4º) La separación utilizada (9 x 15 m.), puede considerarse correcta en cuanto a uniformidad de distribución, puesto que los valores de  $E_d$  superiores al 80% se consideran aceptables y en este caso  $E_d = 82\%$ . Los valores de  $C_u$  superiores al 85% también se consideran correctos ( $C_u = 87\%$ ).
- 5º) La duración del riego debería haber sido menor con el fin de que la aplicación hubiese sido de 111 mm. en lugar de 129. Puesto que el valor mínimo infiltrado es 5,5 mm./h., la duración del riego debiera ser de 20 horas en vez de 23,5. Debe tenerse en cuenta, también, que las posiciones de menos de 24 horas pueden ser muy útiles para evitar períodos de viento intenso.
- 6º) Si se desea continuar utilizando el equipo con posiciones de 24 horas, podría reducirse la precipitación de los aspersores de dos formas: a) utilizando boquillos más pequeñas b) reduciendo la presión. Estos cambios afectarían directamente a las características de funcionamiento del equipo, y por supuesto a las eficiencias de riego, por lo que sería necesario efectuar nuevas pruebas.

No se han incluido en esta evaluación los aspectos económicos, que, evidentemente, tienen un considerable interés. En los sistemas de aspersión, en los que, generalmente, la presión se suministra por medio de una bomba, las pérdidas de carga en las tuberías, o la obtención de altas presiones para tener gran capacidad en el sistema, pueden hacer que esto no sea favorable económicamente. No obstante, actualmente, estas cuestiones, como también las referentes al estudio de la mano de obra, quedan más allá de los límites impuestos a este trabajo.





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

INSTRUCCIONES PARA LAS EXPERIENCIAS DE RIEGO  
EN LAS FINCAS DE EXPERIMENTACION DE LA DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS.  
MADRID DICIEMBRE 1963

DR. FAUSTINO GARCIA LOZANO

JULIO, 1963



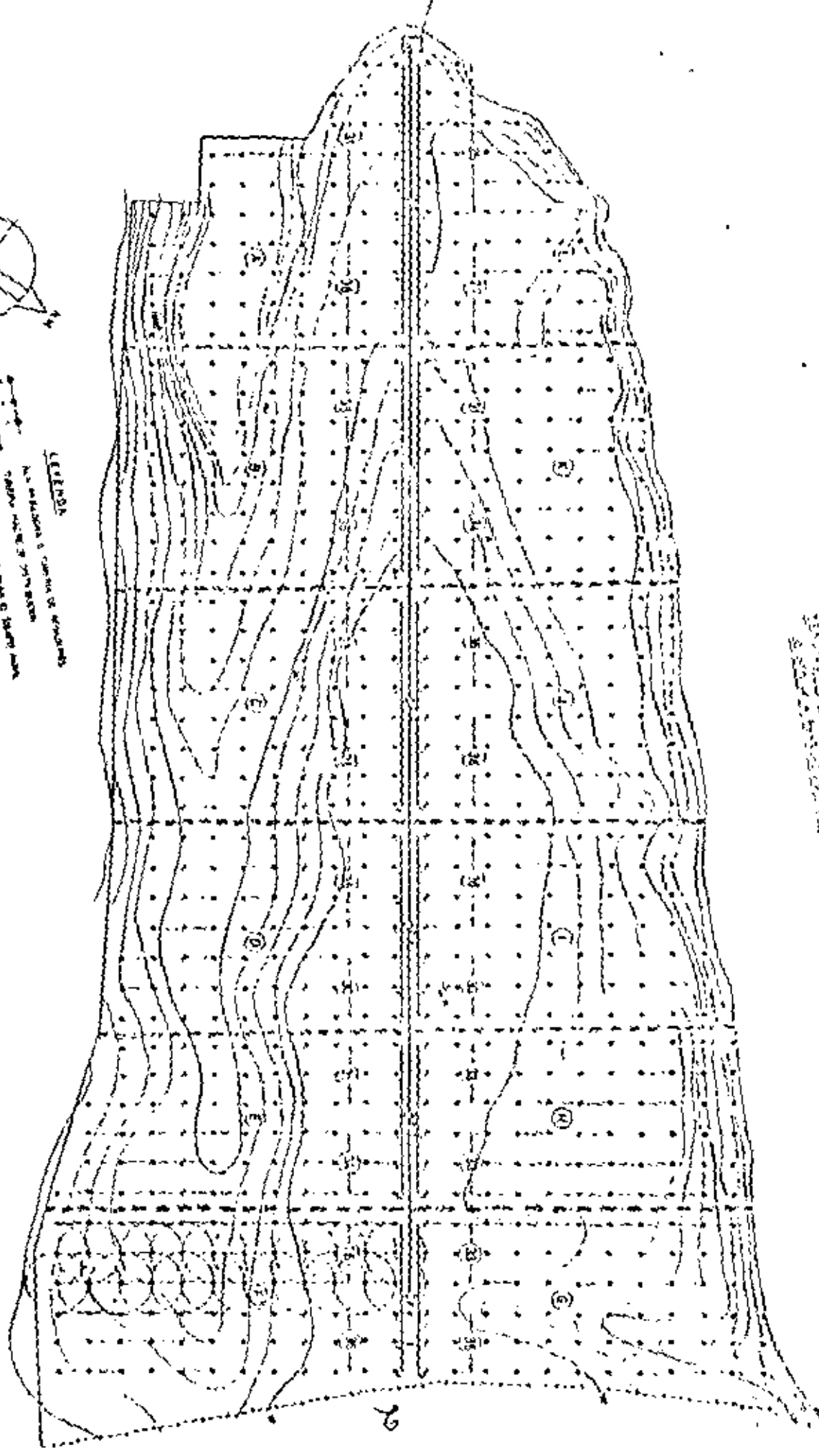
INSTRUCCIONES PARA LAS EXPERIENCIAS DE RIEGO  
EN LAS  
FINCAS DE EXPERIMENTACION DE LA DIRECCION GE  
NERAL DE OBRAS HIDRAULICAS

- - - - -

La Dirección General de Obras Hidráulicas, en orden a obtener los mayores rendimientos y economía de agua en los planes de riego en marcha, en proyecto o en estudio, y así como para conocer las necesidades máximas de los cultivos, considera necesario el desarrollo de una serie de experiencias sobre los objetivos anteriores, cuyos resultados contribuirán al logro de una mejor administración y uso del agua de riego.

El Centro de Estudios Hidrográficos y el Servicio Agronómico de la Dirección General de Obras Hidráulicas, contando con la colaboración de los servicios agronómicos de las Confederaciones Hidrográficas han proyectado una serie de campos de experiencias para riego con el fin de obtener conclusiones específicas sobre dotaciones necesarias y eficiencias en el riego para las distintas zonas geográficas y climáticas de España.

Con arreglo a lo acordado en la reunión de Junio de 1963, y aprobado por el Director General, el Servicio Agronómico del Centro de Estudios Hidrográficos quedó encomendado de la redacción de unas instrucciones que dieran uniformidad a esas experiencias, factor totalmente necesario para establecer las necesarias comparaciones de unas zonas con otras y para obtener conclusiones prácticas para fijar los métodos o normas más eficaces como resultado de las experiencias.



2

Con estas instrucciones no se limitan la iniciativa y rectificaciones que su empleo suscite a los Servicios Agronómicos de las diversas Confederaciones, por el contrario, sirven de pauta o norma inicial de acción, pudiendo los mismos exponer la conveniencia de obtener algún dato específico, debiendo comunicarlo al Centro de Estudios Hidrográficos el cual, previo examen de la finalidad perseguida y su relación con el programa general de experiencias emprendido, dictaminará sobre la conveniencia de adoptarlas o demorar su aplicación, si fuese el caso de ser desechadas.

Con las experiencias que se intentan acometer en este primer periodo se persigue el conocimiento de las eficiencias en el riego tanto mediante el de aspersión como mediante el de pie. Sin embargo se da una cierta prioridad al de aspersión ya que nos servirá de elemento de juicio o comparación por poseer una mayor eficacia y uniformidad en la distribución del agua al terreno, pudiéndose adaptarse con mayor elasticidad a las variables condiciones físicas de los suelos impuestas por la necesaria diversidad de emplazamiento de los Centros de Experimentación.

Comenzamos por ello estas instrucciones y normas por las relacionadas con el riego por aspersión:

Se considera necesario, como primer elemento auxiliar disponer de un croquis, o plano a pequeña escala de la parcela o finca de experiencias. Sobre él se detallarán las posibles posiciones de los elementos de riego: emplazamiento de arquetas de toma - o del grupo móvil de bombeo -, alas regadoras, aspersores, etc., numerándose de forma que baste para hacerse cargo de la situación del tendido.

Con el fin de aclarar lo expuesto se adjunta a estas instrucciones un plano de tendidos para experiencias del tipo que se pretenda y que puede servir de ejemplo: en él, cada parcela, o unidad parcelaria de riego, está marcada con una letra donde la (A) o la (M); las arquetas de toma se hallan numeradas del 1 al 6 y las alas de riego correspondientes a cada arquete se numeran, a su vez, según números correlativos. De esta forma la arqueta de riego corresponde a un número y la posición del tendido se refleja por los números correspondientes a las alas regadoras. Si, en lugar de trabajar con arquetas de toma fijas, se utilizara un grupo móvil, de posición variable, se numerarían análogamente todas y cada una de las posibles posiciones, correspondiendo esta numeración a la que señalaba las tomas en el caso anterior. La situación y separación de aspersores y alas regadoras queda aclarada de la forma expuesta, como puede observarse en el plano.



IMPRESO Nº 1 - DATOS DE RIEGO POR ASPERSION

Destinado a la toma de datos de riego por aspersión en los ensayos - cuyo relleno es como sigue:

ZONA, SUBZONA, CONFEDERACION, TERMINO MUNICIPAL Y PROVINCIA, son términos que no precisan explicación para su relleno.

PARCELA.- Se refiere a la señalada con letras en el plano, ya reseñada anteriormente.

CULTIVO y SUPERFICIE.- Se refieren a los de la parcela estudiada.

MODELO DEL APARATO.- Se definirá por la marca, tipo y diámetro de la boquilla (o boquillas) del aspersor.

SISTEMA DE TUBERIA.- De aluminio, acero o plástico, con el tipo de unión ( de - cierre parcial, sólo bajo presión, o de cierre hermético).

PRESION EN CABEZA DE GRUPO.- La dará un manómetro que se instalará al efecto a la salida de la bomba.

PRESION EN TUBA EQUIPO ALAS REGADORAS.- Se colocará otro manómetro.

PRESION EN REGADOR.- Se utiliza un manómetro especial que se enchufa en la boquilla del aspersor por medio de un taponcito horadado de goma.

PRESION DE SUCCION.- Dato interesante que se puede consignar también, pues completará los detalles sobre condiciones de trabajo de la -- bomba, se mide con un vacuómetro instalado a la entrada de la bomba.

ALTURA DEL ASPERSOR SOBRE EL TERRENO.- Corresponde a la longitud del tubo porta aspersor.

ARQUETA O POSICION GRUPO.- Se indica por la cifra correspondiente a que antes hicimos referencia.





REGISTRO DE REGACIONES. - No se rellenará.

PLUVIOMETRIA:

HORAS DEL ASPERSOR x mm/HORA. - Los mm/hora a que nos referimos son los indicados por el fabricante del aspersor para las condiciones en que éste ha trabajado. El producto indicará pues los mm. de lluvia teóricos totales que el terreno debía haber recibido según la casa vendedora.

MEDIA SEGUN PLUVIOMETROS. - El grupo de pluviómetros que se habrán dispuesto durante el riego, y a los que nos referimos en el impreso correspondiente, nos permitirá conocer la lluvia efectiva media que el cultivo ha recibido y que deberá ser consignada aquí.

OPSERVACIONES. - Se indicará los detalles de interés no reseñados en las columnas anteriores.

La separación de los aspersores dentro de cada ala, y de las alas — entre si, no deberá variarse dentro de una misma temporada de riego. Caso de que la disposición adoptada no sea la más adecuada al terreno o cultivos en estudio, podrán hacerse a la temporada siguiente los cambios pertinentes ya sea de todo el equipo de aspersores ya sea sólo de las boquillas. Entonces se podrá hacer una nueva distribución del equipo, lo que puede obligar a utilizar un caudal y una presión en cabeza de equipo diferente a los necesarios en la disposición anterior. No hay problema si la bomba ha sido elegida con la suficiente — amplitud de funcionamiento, lo que se reflejará en sus curvas características. Entonces, por simple manipulación de la llave de compuerta, de que el equipo — debe disponer a la salida de la bomba, podremos acomodar el motor a las nuevas condiciones.

Las experiencias deben llevarse de forma que no haya riego simultáneo de dos parcelas de experimentación distintas ya que cada una requiere una atención particular. Si no queda otro remedio se computará el volumen total empleado en el riego en partes proporcionales al número de aspersores sobre cada cultivo.

Caso de que el riego de una misma parcela de cultivo haya de escalarse en dos o más posiciones de tendido es preciso que las condiciones de riego en ellas no sean muy dispares (en número y tipo de regadores, caudal, presión, etc.); análoga consideración recomendamos para los distintos riegos a lo largo del año. Una y otra observación se basan en que de otra forma sólo obtendríamos conclusiones finales medias y lo que realmente nos interesa es que sean específicas para cada grupo de parámetros a estudiar.



IMPRESO Nº 2 - ENDAJOS DE PLUVIOMETROS EN RIEGO POR ASPERSION

Se considera necesario utilizar en cada momento al menos tres alaradoras consecutivas, instalándose un número mínimo de 25 pluviómetros cuya situación se marcará sobre el croquis con una numeración que permitirá definirlos en el impreso.

Los términos que se refieren a ubicación y fecha de la experiencia - son los mismos pedidos en el impreso anterior. (Número 1).

LLUVIA EN CADA PLUVIOMETRO.- Se señalarán los milímetros de lluvia totales habidos durante el riego cuya MEDIA se inscribirá en la última columna, - así encabezada.

La columna siguiente señala las HORAS DE RIEGO sirviendo este dato para calcular la lluvia horaria media.

En la columna observaciones se inscribirán, como en el Impreso Nº 1, los datos de interés no recogidos bajo los conceptos anteriores.



IMPRESO Nº 3 - DATOS CLIMATICOS

La ubicación de la finca y la fecha de toma de datos tienen aquí tanto interés como los datos mismos.

Un termómetro de MAXIMA y MINIMA nos permitirá anotar diariamente estas temperaturas extremas cuya MEDIA anotaremos también en la correspondiente casilla.

Para conocer la pluviometría diaria total bastará con un pluviómetro normal pero para la intensidad máxima de lluvia será preciso disponer de un pluviógrafo, debiendo anotarse las lecturas referentes a la INTENSIDAD habida en un determinado periodo junto con la DURACION del mismo. Los mm/HORA medidos durante el temporal se inscribirán en la siguiente casilla.

Los datos relativos al VIENTO son su DIRECCION y VELOCIDAD. Su medición se hará sobre el anemómetro instalado al efecto en el campo de experiencias, a una altura de 2 a 3 metros.



## IMPRESO Nº 4 - CUADRO DE PORCENTAJE DE HUMEDAD Y RIEGOS

En cada parcela habrán de colocarse al menos dos bloques de yeso para medición de humedad. Cada uno de ellos nos permitirá conocer el porcentaje útil de la misma que hay a la profundidad de colocación. Se procurará que ésta sea la máxima alcanzada por las raíces para uno de los bloques y la mitad para el otro.

El aparato de medición de humedad (Bouyoucos) será proporcionado por el Centro de Estudios Hidrográficos y se acompañará de las instrucciones para su uso. EL NÚMERO DEL BOUYOUCOS se inscribirá en el epígrafe correspondiente.

Dado que el porcentaje de agua útil depende de la TEXTURA DEL TERRENO (aparte, naturalmente, de la humedad total) habrá de recogerse este dato, - junto con los que ya indicamos en los impresos anteriores referentes, a ubicación y fecha.

El control de humedad se hará dos veces al día una a primera hora de la mañana y la otra al final de la jornada, obteniéndose además la media de ambas. Todo ello se hará para cada una de las dos profundidades estudiadas. Los resultados se anotarán en las columnas encabezadas por el epígrafe HUMEDAD A .. m.

Duesto que habrá de observarse la correlación de las humedades de cada suelo y cultivo con los volúmenes de riego consumidos será necesario el conocimiento de los mismos lo que se logrará mediante el relleno de los epígrafes siguientes:

RIEGO DE PIE. - Se anotarán las HORAS de riego y el MÓDULO utilizado en 1/3. Este podrá medirse colocando un aforador o vertedero en el caso de riego desde acequias.

Los  $m^3$  totales vendrán dados por el producto de ambos factores y el número de regadores divididos por 1.000. Cuando se utiliza una elevación por bombeo se podrán conocer esos  $m^3$  totales mediante la lectura del contador volumétrico instalado a la salida de la bomba.

El cociente de esos  $m^3$  por el número de Has. regadas nos dá el volumen por Ha. que será inscrito en la columna encabezada por VOLUMEN  $m^3$ /Ha.

RIEGO POR ASPERSIÓN. - Las HORAS y la PLUVIOMETRIA HORARIA las conoceremos por los datos reseñados en el Impreso Nº 2. El VOLUMEN  $m^3$ /Ha. se determinará análogamente a como cuando rieguemos de pie con





IMPRESO Nº 5 - GASTOS EN ATENCION DEL GRUPO MOTO-BOMBA

Como en los anteriores, el inscribir la fecha nos permitirá seguir un control diario de las experiencias.

ENERGIA O COMBUSTIBLE EMPLEADO.- Se designará la materia prima utilizada (gasolina, gasoil, electricidad, etc.)

Naturalmente para algún tipo de motor no será preciso el relleno de algunas de las columnas que siguen, ya que éstas se redactaron con la intención de incluir el caso más general posible de presentar.

El volumen de materia prima empleada se marcará en la columna LITROS, tachándose la palabra KW-h; las horas empleadas en repostar se marcarán en la columna anterior. Ello si se trata de un motor de combustión ya que el caso de motor eléctrico no hay horas en repostar; aquí los KW-h se harán en el contador inscribiéndose en la susodicha columna, donde tacharemos la palabra LITROS.

Bajo el epígrafe EMBRASE anotaremos las HORAS empleadas en la operación y los Kg. de GRASA utilizados. Relleno análogo tiene el apartado CAMBIO - DE ACEITE.

HORAS EN INGENIERIAS.- Emplean tres columnas:

DEL MOTOR.- Se refiere a todos los casos de riego con agua elevada - por grupo moto-bomba.

EQUIPO MOVIL.- Incluirá los casos de parada de un equipo de aspiración por algún accidente o rotura.

NORMALES.- Son las del funcionamiento del motor que, naturalmente, -- coincidirán con las de riego.

DESCRIPCION DE LAS INGENIERIAS:

El tipo de accidente ocurrido se redará lo más breve y explícitamente posible en esta columna.



CONCLUSIONES

Mediante los impresos enumerados llegaremos al conocimiento de los detalles técnicos o hidráulicos del riego siguientes:

1º).- Rendimientos de mano de obra en la manipulación de los diferentes elementos del equipo móvil, en función de su disposición sobre el terreno; comparación correspondiente entre riegos de pie y por aspersión.

2º).- Comprobación de las características técnicas de trabajo de los aspersores (pluviometría, uniformidad, etc.) en relación con las condiciones prácticas de trabajo.

3º).- Consumo de agua, en cada riego y manuales, para los diferentes cultivos.

4º).- Número y dosis de riegos.

5º).- Evolución de la humedad disponible en el suelo, en función de las alturas de agua aplicadas, del tipo de cultivo y de la textura del terreno.

6º).- Influencia del viento en la eficiencia del riego por aspersión.

7º).- Costos de materias primas (energía, grasa, etc.) del grupo elevador del agua.

8º).- Pérdidas de rendimiento por las posibles anomalías durante el trabajo del equipo de riego.

9º).- Datos climáticos: Los datos de temperatura junto con los de lluvia y de consumo de agua nos permitirán comprobar o definir los coeficientes a emplear en las fórmulas de evapo-transpiración que ligan estos factores.

Los datos referentes a lluvias de intensidad máxima nos permitirán hacer un estudio frecuencial de las máximas precipitaciones a prever al proyectar las redes de evacuación de aguas superficiales.

Si a los datos experimentales que anteceden añadimos los referentes a calidad y cantidad de las producciones obtenidas en cada una de las parcelas en estudio podemos sacar valiosísimas conclusiones respecto al interés agrícola

no con un tipo de riego.

Naturalmente, los resultados hidráulicos y agronómicos conseguidos no revelarían toda su importancia si no hemos partido de un exhaustivo conocimiento de los detalles edáficos de las diferentes fincas de experimentación. Por ello debe considerarse la necesidad de realizar un profundo y detallado análisis de las mismas. Análogamente interesarían todas las informaciones referentes a las mejoras adoptadas para el terreno, tanto las de fertilización como las especiales de red de saneamiento y desagües.



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



MECANIZACION Y AUTOMATIZACION DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

B I B L I O G R A F I A

AGOSTO, 1980



**PEDIDOS DE LAS PUBLICACIONES INCLUIDAS EN ESTE CATALOGO  
C O N D I C I O N E S :**

Carta pedido anunciando remesa de fondos por giro postal para las  
peticionarias residentes en España.

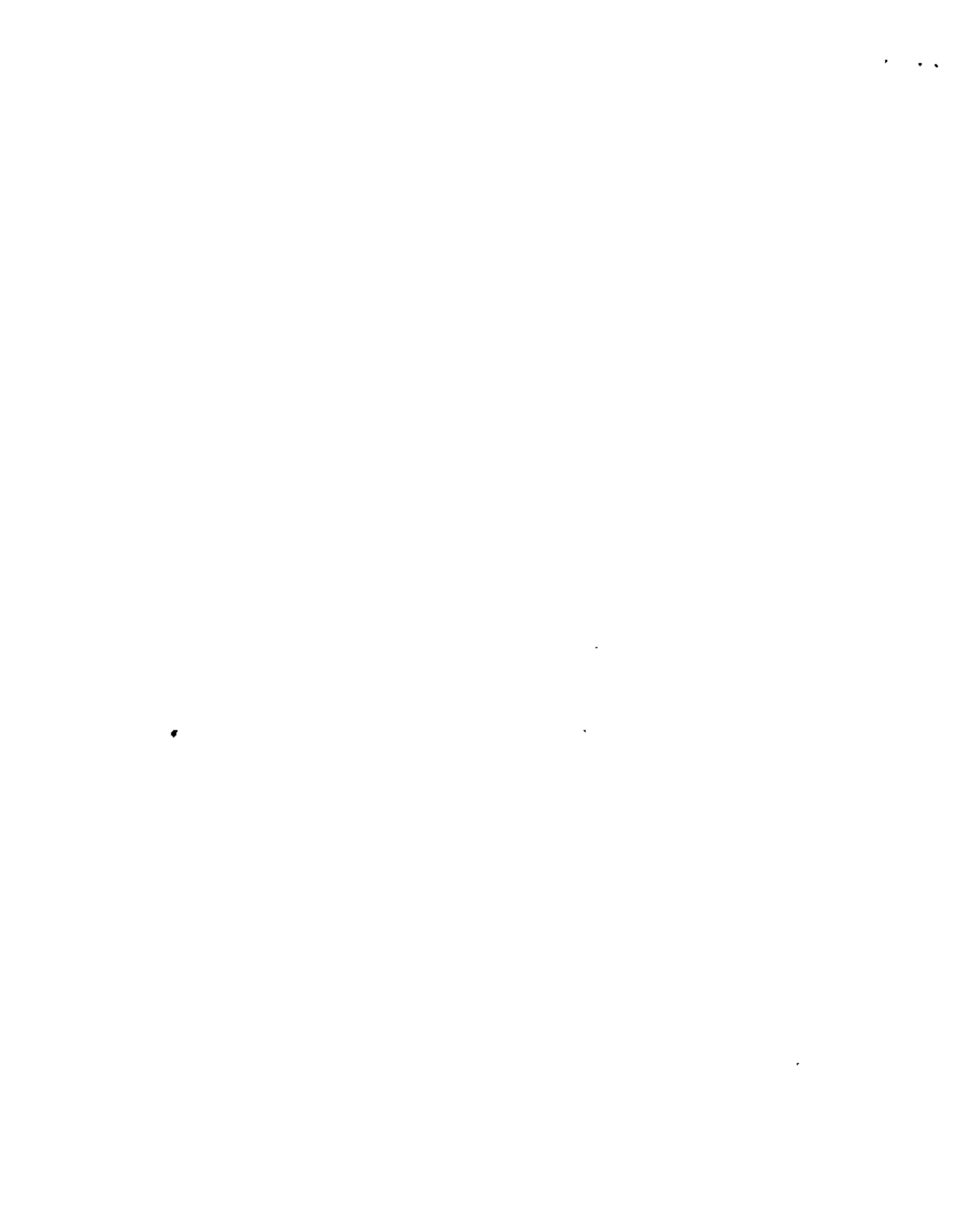
Cheque en dólares U.S.A. para los residentes en el extranjero.

*Dirección del pedido*

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS  
CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRAFICOS  
SERVICIO DE EDICION Y R. D.**

Plaza Baja de la Virgen del Puerto, n.º. 3

**M A D R I D - 3**





Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Estados Unidos \$ U. S. A.
1	ANTONIO LOPEZ NIETO	EL COSTE DE LAS OBRAS A CARGO DEL SECTOR PUBLICO	180,-	3'35
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1953-54	95,-	1'90
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1954-55	95,-	1'90
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1955-56	95,-	1'90
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1956-57	95,-	1'90
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1957-58	95,-	1'90
7	A B O T A D A			
8	A B O T A D A			
	AGOTADA C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1958-59	95,-	1'90
10	A B O T A D A			
	DEL CAMPO (A.), Y Piquer (J. S.)	CIMENTACION DE PRESAS EN TERRENOS HOMOGENEOS E ISOTROPOS	62,-	1'40

Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Estados Unidos \$ U. S. A.
11	BOLLO (M. F.)	CIMENTACION DE PRESAS, DEFORMACION Y ROTURA DE LOS CIMENTOS EN ROCA	55,-	1'20
12	BOLLO (M. F.), Y GELLMOS (P. J.)	EL METODO MEMO-ELASTICO EN LOS RECONOCIMIENTOS GEOMECANICOS, Y "MEDIDAS USADAS PARA DEFINIR EL AMORTIGUAMIENTO DE LAS VIBRACIONES ULTRASONICAS"	43,-	1'10
14	TALOBRE (J.)	MECANICA DE LOS SUELOS Y MECANICA DE LAS ROCAS	43,-	1'10
15	DEL CAMPO (A.), Y Piquer (J. S.)	INFLUENCIA DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES EN EL ESTADO DE TENSIONES DE UN MEDIO POROSO. APLICACION A PRESAS DE GRAVEDAD Y BOVEDA	90,-	1'90
16	BOLLO (M. F.), HACAR (M. A.), Y MUZAS (F.)	PROYECTO DE TUNELES Y GALERIAS	120,-	2'30
17	LADINHA BERAFIM (J.), Y FERREIRA DA SILVEIRA (A.)	CONFERENCIAS SOBRE AUSCULTACION Y VIGILANCIA DE PRESAS	90,-	1'90
18	GARCIA LOZANO (F.), Y GONZALEZ BERNALDEZ	METODO PARA ANALISIS DE LAS PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO. DETERMINACIONES DE SALINIDAD EN SUELOS Y AGUA PARA RIEGO	50,-	1'20

Número de orden	AUTOR	TÍTULO	Precio	
			Español Pesetas	Equivalentes E. U. S. A.
1007	TERZAGHI (R.)	ESTABILIDAD DE TALUDES ESCARPADOS EN ROCA DURA NO METEORIZADA	32,-	1'25
20	C. E. H.	ANUARIO DE AFOSOS AÑO 1949-50	125,-	2'40
21	JAEGER (CH.)	MECANICA DE LAS ROCAS E INGENIERIA HIDRAULICA	66,-	1'30
22	TALOBRE (J. A.)	1) LA DETERMINACION EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS ROCAS DE CIMENTACION DE PRESAS Y ESTABILIDAD DE SALENIALES. 2) FISURACION Y HETEROGENEIDAD DE LAS ROCAS. 3) LA HETEROGENEIDAD DE LAS ROCAS.	80,-	1'30
23	GARCIA LOZANO (F.), Y GONZALEZ BERNALDEZ (F.)	METODOS EN USO Y SU EMPLEO PARA CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION	90,-	1'70
24	BOLLO (M. F.) Y MUZAS (F.)	1) EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DE LAS ROCAS CRISTALINAS Y LA EJECUCION DE TUNELES BAJO GRAN COBERTURA. 2) APLICACION DE LA MICROBMICA A LA CONSTRUCCION DE GALERIAS. 3) DEFORMACIONES VISCOELASTICAS DE LAS ROCAS	70,-	1'50
25	SECCION DE NORMAS TECNICAS	RECOMENDACIONES PROVISIONALES PARA EL CALCULO DE PRECIOS EN LOS PROYECTOS DE CANALES DE LA DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS	70,-	1'50

Número de orden	AUTOR	TÍTULO	Precio	
			Español Pesetas	Equivalentes E. U. S. A.
26	SECCION DE NORMAS TECNICAS	RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCION Y EXPLOTACION DE CANALES, PRIMERA PARTE (PROYECTO)	80,-	1'60
27	KLAUS W. JOHN Y LEOPOLDO MUELLER	1) INTRODUCCION A LA MECANICA DE LAS ROCAS 2) DESARROLLO DE LOS ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES ROCOSOS EN EUROPA	74,-	1'50
28	DIEGO MAYORAL, INGENIERO DE CAMINOS C. Y PUERTOS	ESTADISTICA DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD DE MAS DE 25 m. DE ALTURA CONSTRUIDAS O EN CONSTRUCCION EN ESPAÑA EN 11 DE JULIO DE 1932	50,-	1'20
29	SECCION DE NORMAS TECNICAS	RECOMENDACIONES PROVISIONALES PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE LOS DESAGÜES PROFUNDOS DE LAS PRESAS	50,-	1'20
30	DEL CORRAL (A.), Y MUZAS (F.), INGENIEROS DE CAMINOS C. Y P.	EXTRACCION DE AGUAS SUBTERRANEAS	100,-	2'10
31	A G O T A D A			
32	GARCIA LOZANO (F.) DR. ING. AGRÓNOMO	NORMAS E INSTRUCCIONES SOBRE RIEGO POR ASPERSION	150,-	2'80

Número de orden	AUTOR	TITULO	PAGOS	
			España Pesetas	Estranjeiro \$ U. L. A.
33	C. E. N.	LEGISLACION DE AUXILIOS DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS A LAS OBRAS HIDRAULICAS EN LAS ISLAS CANARIAS	20,-	1'10
34	A G O T A D A			
35	A G O T A D A			
36	LOSADA VILLABANTE (A.), Y DOMINGUEZ APARCIO (J.) INGE. AGRO- NOMOS	MANUAL DE CLASIFICACION Y EVALUACION DE TERRENOS CON FINES DE RIEGO	150,-	2'80
37	C. E. N.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1960-61	150,-	2'60
38	SECCION DE PLANIFICACION	DATOS FISICOS DE LAS CORRIENTES CLASIFICADAS POR EL CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRAFICOS	500,-	8'70
39	ARNAND MAYER	RECIENTES TRABAJOS EN MECANICA DE ROCAS	50,-	1'20
40	MUZAS (F.)	DEFORMACIONES PLASTO-ELASTICAS EN OBRAS CIRCULARES, APLICACION AL ESTUDIO DE TUNELES Y ENSAYOS EN SONDEOS	30,-	1'20

Número de orden	AUTOR	TITULO	PAGOS	
			España Pesetas	Estranjeiro \$ U. L. A.
41	SECCION DE NORMAS TECNICAS	VALVULAS Y COMPUERTAS UTILIZADAS EN LOS DESAGÜES PROFUNDOS DE ALBURNAS PRESAS ESPAÑOLAS	150,-	2'80
42	RENE LEONARD ETIENNE	COAGULACION - FLOCULACION Y ELECTROFORESIS	80,-	1'70
43	DE PEDRO Y SAN GIL, JOSE MARIA	MEDITACIONES HIDROGRAFICAS, CONOCIMIENTOS Y ESTUDIOS PREVIOS PARA PROYECTAR GRANDES TUNELES	120,-	2'60
44	SECCION DE PLANIFICACION	CUADERNO DE FOTOINTERPRETACION N° 2	100,-	2'10
45	C. E. N.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1961-62	150,-	2'60
46	A G O T A D A			
47	SANZ SARACHO (J. M.), ING. DE C. C. Y PUERTOS	ESTUDIOS DE LOS MODULOS DE DEFORMACION DE MACIZOS ROCOSOS A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE PLACA DE CARGA "IN SITU"	50,-	1'20
48	SECCION DE PLANIFICACION	NECESIDADES HIDRICAS DE LOS CULTIVOS EN LOS PLANES DE REGADIO INTEGRADOS EN LA CUENCA DEL TAJO	200,-	2'70

Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Estados U. S. A.
49	SECCION DE PLANIFICACION	CLASIFICACION DECIMAL DE LOS RIOS	200.-	3'70
50	D. O. D. H.	RESUMEN DE AFOROS HASTA 1955-60	200.-	3'70
51	MAUCI (W.)	LA HIPOTESIS DE LA EROSION INVERSA COMO CONTRIBUCION AL ESTUDIO DE LA ESPELEOGENESIS	80.-	1'30
52	SECCION DE PLANIFICACION	NECESIDADES HIDRICAS DE LOS CULTIVOS EN LOS PLANES DE REGADIO INTEGRADOS EN LA CUENCA DEL GUADALQUIVIR	350.-	6'20
53	SAUVAGE DE SAINT MARC	LA MODERNA INSTRUMENTACION HIDRAULICA (MODELOS REDUCIDOS-MATEMATICOS Y DE SIMULACION)	80.-	1'70
54	A G O T A D A			
55	C. E. H.	AFOROS - AVANCE DEL ANUARIO 1964-65	200.-	3'20
56	HERRANZ LOPEZ, Y CARRERAS COSTA	OBSERVACIONES SOBRE EL MACIZO KARSTICO DEL MARBORE (PIRINEO - HUESCA - ESPAÑA)	100.-	2'10
57	DE UREÑA (R.)	CIMENTACION DE ESTRUCTURAS VIBRANTES	150.-	2'50

Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Estados U. S. A.
58	C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1967-68	225.-	3'50
59	C. E. H.	AFOROS - AVANCE DEL ANUARIO 1965-66	450.-	6'50
60	DE UREÑA (R.), Y MUZAS (F.)	DISTRIBUCION DE TENSIONES Y CIMENTACIONES EN MEDIOS CON ANISOTROPIA TRANSVERSAL	60.-	1'30
61	SECCION DE PLANIFICACION	NECESIDADES HIDRICAS DE LOS CULTIVOS EN LOS PLANES DE REGADIO INTEGRADOS EN LA CUENCA DEL DUERO	350.-	6'20
62	SECCION DE PLANIFICACION	NECESIDADES HIDRICAS DE LOS CULTIVOS EN LOS PLANES DE REGADIO INTEGRADOS EN LAS CUENCAS DEL PIRINEO, SUR, NORTE, EBRO, JUCAR, GUADIANA Y SEGURA. (Planillo por Cuencas)	550.-	6'20
63	DANCIA LOZANO (F.), Y GONZALEZ ESPADAS (J.L.)	MEDIDORES "PARSHALL" Y SU EMPLEO EN LAS CONDUCCIONES DE RIEGO	80.-	1'20
64	C. E. H.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1963-64	225.-	3'50
65	D. O. D. H.	INSTRUCCION PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCION Y EXPLOTACION DE GRANDES PRESAS	300.-	6'70

Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Extranjero \$ U. S. A.
66	DE PEDRO Y SAN GIL (J.M.)	TRILOGIA SOBRE LAS AGUAS ORIGINALES DE ESPAÑA	150,-	2'60
67	D. G. O. N.	AFOROS - AVANCE DEL ANUARIO 1966 - 67	500,-	8'70
68	VARIOS	CONFERENCIAS SOBRE GRANDES PRESAS	1.000,-	17'00
69	LEONARD ETIENNE	CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	1.000,-	17'00
70	C. E. N.	ANUARIO DE AFOROS AÑO 1964-65	250,-	4'00
71	HERAS (R.), DR. ING. DE CAMINOS C. Y P.	MÉTODOS PRÁCTICOS PARA EL ESTUDIO HIDROLÓGICO COMPLETO DE UNA CUENCA	500,-	10'00
72	PAREDES PERLADO (J.)	LA PROYECCIÓN ORTOFOTOGRAFICA	150,-	2'60
73	D. G. O. N.	RESUMEN DE AFOROS HASTA 1964 - 65	150,-	2'60
75	GARCIA LOZANO (F.) DR. ING. AGRÓNOMO.	CONTROL DE LA SALINIDAD EN REGADÍO	150,-	2'60

Número de orden	AUTOR	TITULO	Precio	
			España Pesetas	Extranjero \$ U. S. A.
76	GARCIA LOZANO (F.)	BALANCE HIDRICO	150,-	2'60
77	GARCIA LOZANO (F.) DR. ING. AGRÓNOMO.	EXPLOTACION DE LAS INSTALACIONES DE RIEGO POR ASPERSION - ESPECIALIZACION AGRÓNOMICA	100,-	2'10

NOTA AMPLIATORIA DEL CATALOGO DE PUBLICACIONES DEL C.E.M.

Número de orden	A U T O R	T I T U L O	P r e c i o		
			España Papeles	Extranjero \$ U.S.A.	
77	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1965-66	300,-	5,70	
AGOTADA	DAIRIA MONTAÑES (JOSE) TORRES PADILLA (CARLOS)	DIRECTRICES Y CALCULOS AUXILIARES PARA EL PROYECTO DE REDES DE AVENAMIENTO DE TERRENOS - AGOTADA -	300,-	5,20	
84	DE PEDRO (JOSE MARIA)	MEDITACIONES HIDROGRAFICAS - NUESTRO PADRE EBRO Y LOS RIOS QUE ABASTECEN A MADRID	300,-	5,70	
AGOTADA	INSTITUTO HIDROLOGIA	MANUAL DE HIDROLOGIA (6 TOMOS)	5.000,-	80,00	
89	LIRIA Y TORRES	UN MODELO DE TUBOS PARA SIFONES DE ACEQUIAS	250,-	5,00	
90	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1965-67	350,-	7,00	
91	LIRIA Y TORRES	MODELO DE OBRAS ESPECIALES PARA REDES DE ACEQUIAS (8 TOMOS)	1.500,-	27,00	
97	LIRIA Y TORRES	UN MODELO DE ACEQUIAS DE CAJEROS AUTORRESISTENTES CON APOYO CONTINUO	250,-	5,00	
94	LOPEZ GARCIA	PROGRAMACION DINAMICA APLICADA A LA PLANIFICACION Y EXPLOTACION DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS	200,-	4,20	
95	D.G.O.M.	LAS CUENCAS REPRESENTATIVAS Y EXPERIMENTALES	500,-	10,00	
96	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1967-68	350,-	7,00	
97	D.G.O.M.	PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TECNICAS PARA LA EJECUCION DE TRABAJOS FOTOGRAFICOS	200,-	4,20	
98	D.G.O.M.	PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TECNICAS GENERALES PARA TUBERIAS - DE ABASTECIMIENTOS DE AGUAS	400,-	8,00	
100	D.G.O.M.	METODOS Y OPERACIONES EN USO PARA LA LIMPIEZA Y CONTROL DE LA VEGETACION ESPONTANEA EN LAS OBRAS HIDRAULICAS DE REGULACION Y EN LOS CAVALES DE RIEGOS Y DRENAJES	200,-	4,20	
101	LIRIA Y TORRES	UN MODELO DE ACEQUIAS PREFABRICADAS AUTOPORTANTES (2 TOMOS)	600,-	10,00	
102	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1968-69	365,-	7,50	
103	DE PEDRO (JOSE MARIA)	EL RIO HENARES RUTA Y ANTESALA DE MADRID	200,-	4,20	
X	104	GARCIA LOZANO (FAUSTINO)	DISEÑO DE UNA INSTALACION DE RIEGO "PIVOT" BASADO EN LAS CARACTERISTICAS DE ADMISION DE AGUA POR EL SUELO	200,-	4,20
105	INSTITUTO HIDROLOGIA	SIMPOSIO SOBRE PROYECTOS DE RECURSOS HIDRAULICOS CON DATOS INSUFICIENTES (2 TOMOS)	3.000,-	19,00	
109	D.G.O.M.	ANALISIS DE CALIDAD DE AGUAS AÑO 1973-74	500,-	10,00	
X	112	G. LOZANO FAUSTINO	RIEGO POR COTEJO, SU FUNDAMENTO, ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS -- QUE INTEGRAN EL SISTEMA, PROBLEMAS Y PERSPECTIVAS DE SU APLICACION	200,-	4,20
113	D.G.O.M.	PLANEAMIENTO DE LOS TRABAJOS DE ORTOFOTOGRAFIA	100,-	2,10	
114	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1969-70	400,-	8,00	
AGOTADA	D.G.O.M. AGOTADA	FUNCIONAMIENTO DE LAS ESTACIONES DEPURADORAS DE AGUAS RESIDUALES (2 TOMOS)	1.500,-	20,00	
116	DE PEDRO (JOSE MARIA)	EL RUCOLICO RIO TIZAR Y SU VALLE MARAVILLOSO	200,-	4,20	
117	D.G.O.M.	DATOS PLUVIOMETRICOS de 1930 a 1970 CUENCA DEL TAJO	700,-	12,00	
118	D.G.O.M.	ANUARIO DE AFOROS 1970/71 a 1973/74 GUADIANA-GUADALQUIVIR-SUR DE ESPAÑA SEGURA-JUCAR, cada cuenca NORTE DE ESPAÑA-DUERO-TAJO PIRINEO, cada cuenca EBRO	600,- 1.000,- 1.500,-	15,00 19,00 30,00	
119	D.G.O.M.	ANALISIS DE CALIDAD DE AGUAS AÑO 1974-75	500,-	10,00	
120	R.HERAS	HIDROLOGIA Y RECURSOS HIDRAULICOS (2 TOMOS)	3.500,-	65,00	
121	DE PEDRO (JOSE MARIA)	NUEVA ECONOMIA ESPAÑOLA.- EL INGENIERO Y LA ECONOMIA	200,-	4,20	
127	D.G.O.M.	ANALISIS DE CALIDAD DE AGUAS AÑO 1975-76	500,-	10,00	
123	D.G.O.M.	HIDROLOGIA DE LOS ENDALSES ESPAÑOLES	500,-	10,00	
124	D.G.O.M.	AFOROS DE SOLIDOS EN SUSPENSION DE LA RED EXPERIMENTAL	400,-	8,00	
125		NORMAS PARA LA REDACCION DE PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO A POBLACIONES	400,-	8,00	
X	126	GARCIA LOZANO (FAUSTINO)	MANUAL PRACTICO DE DRENAJE Y SANEAMIENTO	300,-	6,00
X	127	GARCIA LOZANO (FAUSTINO)	MEDICION DEL AGUA DE RIEGO	400,-	8,01
128	INSTITUTO DE HIDROLOGIA	GEOMORFOLOGIA DE TERREMOS E ISLAS VOLCANICAS	500,-	10,00	
129	D.G.O.M.	ANALISIS DE CALIDAD DE AGUAS 1974-77	600,-	12,00	

Directorio de Asistentes al curso Mecanización y Automatización  
de los Sistemas de Riego 1980.

1. Agustín Agraz Merino  
ENEP "C"  
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Méx.  
Bahá San Cristobal 3-3  
V. Anzures  
México, D.F.  
531 74 32
2. Víctor Aguilera Sánchez  
Dirac, S.A. de C.V.  
Luz Bringas 28  
México, D.F.  
Z.P.12  
524 11 27  
América 320-1  
México, D.F.
3. Roberto Barrón Torres  
Tabacos Mexicanos S.A. de C.V.  
Dom. Conocido  
Villa Hidalgo, Nayarit  
6 21 50  
Mazatlán 165 Sur  
Teplc, Nayarit  
2 49 04
4. Germán Castro Romero  
Agronomía Irrigación y Estudios  
Cerro la Libertad 329  
Z.P. 13  
549 72 68  
Sur 83-B-229 Int. 2  
México, D.F.
5. Octavio Castro Montes de Oca  
S R H  
Reforma 35 Piso 10  
México, D.F.  
592 50 22  
Ret. 19 F. S. T. de Mier 21  
Jardín Balbuena  
Z.P. 9  
571 65.40
6. Víctor Manuel Cisneros Solano  
Facultad de Estudios Superiores  
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Méx.  
Ote. 245 N . 369  
Col. Agrícola Oriental  
Z.P. 9  
558 08 87
7. Sixto Domínguez Martínez  
S A R H  
Clavijero 19  
Xalapa, Ver.  
7 53 37  
Héroes de Nacozari 242-3  
Veracruz, Ver.  
2 2 5 49
8. Eusebio Dueñas Bedolla  
S A R H  
Reforma 45-10°  
México 1, D.F.  
592.01.08  
Velázquez de León 66-12

Directorio de Asistentes al curso Mecanización y Automatización  
de los Sistemas de Riego 1980.

- 9.- EDUARDO DYER ORTEGA  
Plásticos Omega, S.A.  
Oriente 229 # 379  
Col. Agrícola Oriental  
México 9, D.F.  
558-18-99  
Cuauhtémoc 76  
Coyoacán 21, D.F.  
554-01-55
- 10.- JUAN DE LA CRUZ HERNANDEZ ZAMUDIO  
Facultad de Estudios Sup. de Cuau-  
titlán,  
Cuautitlán, - Izcalli, Méx.  
3311 Ext. 310  
Selene 15  
Col. Valle de Ensueños  
Cuautitlán, Izcalli
- 11.- MARCO ANTONIO HUEZ LOPEZ  
Universidad de Sonora  
Rosales y Niños Héroe  
Hermosillo, Son.  
2-10-46  
Simón Bley y Tercera  
Col. Luis Encinas  
Hermosillo, Son.  
4-52-53
- 12.- JOSE ALBERTO IBARRA SAGASTA  
S.A.R.H. D.G. de Gde. Irrigación  
Reforma 35-10o. piso  
México, D.F.  
592-50-22 Ext. 40  
Xochicalco No. 34-4  
Col. Narvarte  
México 12, D.F.
- 13.- ALFREDO LUNA SANTIAGO  
Plásticos Omega, S.A.  
Oriente 229 # 379  
México 9, D.F.  
558-18-99  
Calle 4 # 113 Depto. E-102  
Col. Pantitlán  
México 9, D.F.
- 14.- JESUS MALDONADO MUÑOZ  
S.A.R.H.  
P. de la Reforma 35  
México 1, D.F.  
592-50-22 Ext. 38  
Calle Cordilleras # 45  
Acueducto de Guadalupe  
México 14, D.F.  
392-81-94
- 15.- POLIOPTRÓ MARTINEZ AUSTRIA  
DEPFI-UNAM  
Ciudad Universitaria  
550-52-15 Ext. 4496  
Turquesa No. 5  
Col. Estrella  
México 14, D.F.  
537-36-77
- 16.- RENE MARTINEZ ELIZONDO  
Departamento de Irrigación  
Univ. Autónoma de Chapingo  
Chapingo, Edo. de Mex.  
585-45-55  
Irrigación No. 27  
Col. Marte R. Gómez  
Chapingo, Méx.
- 17.- JESUS ROBERTO MENDOZA RUIZ  
SARH  
P. de la Reforma # 35-10o. piso  
México 1, D.F.  
565-84-27  
Albino García # 72  
Col. Vista Alegre  
México 8, D.F.  
519-04-83



Directorio de Asistentes al curso Mecanización y Automatización  
de los Sistemas de Riego 1980

- 18.- MANUEL DE JESUS MONTIEL ESQUER  
SARH  
Ramírez # 81  
Hermosillo, Son.  
2-49-37  
Oaxaca 86 Pte.  
Hermosillo, Son.  
2-49-37
- 19.- JORGE NOE MORATO GUTIERREZ  
SARH  
San Antonio Abad # 32-13o. piso  
México 1, D.F.  
Salaberry # 838-2  
Col. Lindavista  
México 14, D.F.  
567-22-82
- 20.- Francisco JAVIER NIEMERO DOMINGUEZ  
Rancho propio  
Col. López Mateos  
Coatepec, Edo. de Méx.  
Cedros 74  
Col. Contadero  
Cuajimalpa, D.F.  
91-5-81 (LADA) 2-00-47
- 21.- OSCAR ONTIVEROS FLORA  
PEERLESS- TISA, S.A.  
Insurgentes Sur 753-5o. Piso  
Col. Nápoles  
México 18, D.F.  
523-50-28  
Congreso 10- Depto. B  
Col. Tlalpan  
México 22, D.F.  
573-81-55
- 22.- ROLANDO ORTIZ ESPINOSA  
SARH  
Reforma 45-10o. piso  
México 1, D.F.  
592-01-08  
Norte 75 # 349  
Col. Jardín Azpeitia  
México 16, D.F.  
556-70-48
- 23.- GUILLERMO ORTIZ REGUER  
PEERLESS TISA, S.A.  
Insurgentes Sur 753-5o. piso  
Col. Nápoles  
México 18, D.F.  
523-50-28  
Fénix No. 28  
Col. Granjas Mds.  
México 14, D.F.
- 24.- ROLANDO PALOMARES HILTON  
Cía. Fab. de Papel San Rafael  
Progreso Industrial  
Mpio, Villa Nicolás Romero  
Estado de Méx.  
.91-594-30322  
Cerrada de Presa No. 4  
Col. San Jerónimo  
México 20, D.F.  
595-08-91
- 25.- ALFONSO QUIROZ CHAVOLLA  
SARH  
Reforma 33 - Mezzanine -  
México 1, D.F.  
546-63-93  
Granados No. 14  
Col. San Mateo  
Naucalpan, Edo. de Méx.
- 26.- JOSE LUIS ROMERO QUIÑONES  
Tabacos Mexicanos, S.A. C.V.  
Conocido  
Alcaponeta, Nay.  
2-08-06  
Puebla No. 39 Nte.  
Alcaponeta, Nay.

Directorio de Asistentes al curso Mecanización y Automatización  
de los Sistemas de Riego 1980

- 27.- J. ANTONIO SANCHEZ GUTIERREZ .      Ciprés No. 17  
F.E.S. de Cuautitlán -UNAM      Col. San Juan  
Cuautitlán Izcalli, Edo. de Méx.      Cuautitlán, Méx.  
2-08-29
- 28.- FRANCISCO SERRANO GARCIA      Callao 827 # 7  
Tubos Flexibles, S.A.      Col. Lindavista  
Blvd. Toluca # 40      México 14, D.F.  
Naucalpan, Edo. de Méx.      577-68-72  
576-95-96
- 29.- CESAR SOLIS GOMEZ      Calle 1519 # 96  
Subsecretaría de Investigación      Col. San Juan de Aragón  
y Desarrollo Experimental      México, D.F.  
Sierra Gorda No. 23  
Lomas de Chapultepec  
520-88-28
- 30.- MARTIN AURELIO SOLIS PEÑA  
SARH  
D.G. Grande Irrigación
- 31.- SERGIO TIRADO LEDESMA  
DEPFI-UNAM  
550-52-15 Ext. 4480-4496
- 32.- TZANO RADEY TZOLOYSKY  
DEPFI-UNAM  
550-52-15 Ext.
- 33.- ALJANDRO VILLA Y VILLA      Rocallosas No. 72  
SARH      Lomas Verdes IV Sección  
Sierra Gorda # 23      Naucalpan, Edo. de Mex.  
México 10, D.F.      393-16-92  
540-00-52