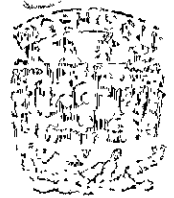


21162



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA



ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE EL CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES AGRÍCOLAS

LUIS GÓMEZ LUGO



PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA (HIDRÁULICA)

CAMPUS-MORELOS



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



AGRADEZCO:

AL COMITÉ REVISOR:

Dr. Nahun H. García V., Dr. Carlos Fuentes R., Dr. Óscar Palacios V., Dr. Serge Tamari W. y M.I. Víctor M. Arroyo C. por sus valiosos comentarios y acertadas sugerencias para la mejora del trabajo.

En especial hago un reconocimiento al Dr. Nahun H. García V. por el invaluable apoyo brindado y por la excelente dirección durante el desarrollo de la Tesis.

A MI FAMILIA

Sra. María de Jesús Lugo D (Mamá) por tus sabios consejos, tu constante dedicación y todos tus esfuerzos encaminados a brindarme una formación profesional, reconociendo tu ardua labor e insistente lucha por una superación académica

Sra. M. Guadalupe G. Lugo (Hermana) por tu gran apoyo y comprensión durante mi formación profesional.

A MI ESPOSA CARMEN

Por representar la expresión mas pura de apoyo incondicional durante los momentos mas difíciles en el desarrollo de este trabajo. Además, de manifestar su amplia calidad humana y solidaria con el ser amado.

INDICE GENERAL

	pags.
ANTECEDENTES	I
INTRODUCCIÓN	III
OBJETIVOS	IV

CAPITULO I

ESTUDIO EXPERIMENTAL	1
1.1. Infraestructura experimental y equipo de medición	2
1.1.1. Mesa experimental	2
1.1.2. Medición de la profundidad de la superficie freática	3
1.1.3. Medición del flujo que ingresó a la mesa de drenaje	4
1.1.4. Medición del gasto a la salida de los drenes	4
1.2. Selección de las variables a medir	4
1.3. Características de la arena	5
1.3.1. Granulometría	5
1.3.2. Masa volumétrica	5
1.3.3. Conductividad hidráulica (a saturación), " k "	5
1.4. Diseño experimental	6
1.5. Metodología experimental	6
1.6. Resultados experimentales sobre el comportamiento del nivel freático y el balance de gasto	7

CAPITULO II

ESTUDIO SOBRE LAS ECUACIONES DE DISEÑO	10
2.1. Cálculo del perfil de la superficie freática (propuesta de Hooghoudt y Herbert)	11
2.1.1. Ecuación de Boussinesq	11
2.1.2. Ecuación de la elipse	11
2.1.3. Carga inmediatamente sobre los drenes " h_r "	12
2.1.3.1 Ecuación " h_r " considerando la propuesta de Hooghoudt	12
2.1.3.2 Ecuación " h_r " considerando la propuesta de Herbert	13
2.1.4 Profundidad del estrato impermeable (a partir de la posición de los drenes)	15
2.2. Propuesta metodológica para calcular la separación entre drenes	16
2.2.1. Espaciamiento entre drenes " L "	16
2.2.2. Secuencia metodológica para determinar " L "	17

CAPITULO III

RESULTADOS.	18
3.1. Obtención y procesamiento de resultados	19
3.1.1. Obtención de perfiles "experimentales"	19
3.1.2. Obtención de perfiles "calculados"	19
3.2. Ejemplos de aplicación para el calcular "L" utilizando la propuesta metodológica	23

CAPITULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	25
4.1. Análisis y discusión de resultados del trabajo	26
4.1.1. Sobre la comparación de los perfiles.	26
4.1.2. Sobre el cálculo de "L" (Ejemplos de aplicación)	28

CONCLUSIONES	31
---------------------	----

RECOMENDACIONES	32
------------------------	----

NOMENCLATURA	33
---------------------	----

ANEXOS

A	El agua en el suelo y el drenaje subterráneo	34
B	Métodos para determinar la conductividad hidráulica	53
C	Principios y metodología en la instalación de piezómetros y pozos de observación	58

BIBLIOGRAFIA	63
---------------------	----

INDICE DE ILUSTRACIONES

		pags.
Ilustración		
1	Monitoreo del N. F. (tiempo y espacio); L = 5 m	7
2	Monitoreo del gasto de entrada y salida ; L = 5 m	7
3	Monitoreo del N. F. (tiempo y espacio); L = 10 m	8
4	Monitoreo del gasto de entrada y salida ; L = 10 m	8
5	Monitoreo del N. F. (tiempo y espacio); L = 15 m	8
6	Monitoreo del gasto de entrada y salida ; L = 15 m	9
7	Variables consideradas en las ecuaciones de diseño	11
8	Flujo hacia un río	13
9	Variables en caso de un sistema con drenes	14
10	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$	20
11	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$	20
12	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$	20
13	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$	21
14	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$	21
15	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$	21
16	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$	22
17	Perfil "Experimental y calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$	22
18	Perfil "Experimental y Calculado (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$	22
19	Perfil para 2 días después del riego	24
20	Perfil para 5 días después del riego	24
21	Perfil para 6 días después del riego	24
22	Perfil para 7 días después del riego	24
23	Perfil para 15 días después del riego	24
24	Región de Flujo para la ecuación de Hooghoudt	26
25	Conversión del modelo real de flujo horizontal y radial a un modelo ficticio equivalente de flujo horizontal	27
26	Diagrama esquemático de las fases del suelo	35
27	Zonas y tipos de agua en el suelo	36
28	Diagrama del experimento de Darcy	38
29	Profundidad mínima de los drenes	40

		pags.
Ilustración		
30	Trayectoria las líneas de flujo normal de agua subterránea en un suelo profundo y el caso de que el tubo de drenaje se ubica cerca de la capa impermeable	44
31	Dren ideal. Líneas de flujo en la vecindad de un dren	48
32	Componentes de flujo hacia los drenes	48
33	Pérdida de carga en la entrada h_e y pérdida de carga total h_{total}	49
34	Variables para el cálculo de " k_s " (método del pozo)	55
35	Estructura de un piezómetro y de un pozo de observación	60
36	Materiales para la instalación de piezómetros y pozos de observación	61

INDICE DE TABLAS

	pags.
Tabla	
1 Capacidad de los botes utilizados para medir el gasto en cada dren	4
2 Granulometría del material de la mesa de drenaje	5
3 "k" de la Arena de la mesa de drenaje	5
4 Resumen de las características de la arena de la mesa drenaje	5
5 Datos del diseño experimental	6
6 Datos medidos durante los experimentos	15
7 Información requerida para el cálculo de perfiles de la superficie freática	19
8 Resultados obtenidos con la secuencia metodológica (Mesa de drenaje)	23
9 Resultados obtenidos con la secuencia metodológica (Parcela productiva)	23
10 % de error respecto al espaciamiento entre drenes para las tres pruebas realizadas en la mesa de drenaje	29
11 % de error respecto al espaciamiento entre drenes para la parcela productiva ubicada en el distrito de riego 076, Valle del Carrizo, Sinaloa	29
12 Actividades de un diseño de drenaje subterráneo parcelario	40
13 Expresiones que permiten calcular el espaciamiento entre drenes	41
14 Representación esquemática de las variables de ecuaciones de Drenaje	42
15 Relación entre el tamaño de las partículas del suelo y del material envolvente	43
16 Materiales filtrantes	44
17 Clasificación de las partículas del suelo según los sistemas del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos y de la Sociedad Internacional de la Ciencia del suelo	45
18 Valores de conductividad hidráulica y porosidad efectiva con relación a la clase textural del suelo	46

INDICE DE FOTOS

		pags.
Fotos		2
1	Mesa de drenaje (vista frontal)	2
2	Mesa de drenaje (vista lateral)	2
3	Contorno, canal, drenes y aspersores	2
4	Equipo de bombeo	3
5	Instalación de pozos de observación	3
6	Aparato medidor de flujo y Rana	3
7	Medición de la profundidad de N. F.	4
8	Medición del gasto a la salida de los drenes	



ANTECEDENTES

El drenaje subterráneo surge como una necesidad de controlar los excedentes de agua en las parcelas de cultivo, se basa en un conjunto de prácticas y/o técnicas encaminadas a eliminar, a una velocidad suficiente, el agua libre de la superficie del suelo y de la zona de las raíces, para prevenir daños a las plantas y mantener en condiciones favorables los suelos en donde deseamos cultivar.

En las regiones húmedas, el drenaje es esencial para incrementar el rendimiento de los cultivos removiendo los excesos de agua desde la zona de las raíces. En regiones áridas, el drenaje es necesario para controlar la salinidad por efecto de malas técnicas de riego, en este caso el drenaje y el riego son dos prácticas complementarias, en la medida que para lavar un suelo se debe aplicar grandes laminas de riego y por consecuencia la necesidad de drenaje aumenta.

Bajo esta situación, el drenaje subterráneo tiene una aplicación de tipo agronómico, considerándose como un problema vigente a nivel mundial, para atender a esta problemática se plantea instalar en muchas regiones drenaje subterráneo. A nivel internacional se puede mencionar, que de acuerdo con la FAO y la UNESCO, las estadísticas mundiales indican que más de la mitad de las tierras bajo riego presentan problemas de salinización secundaria, alcalinización o de hidromorfía en el suelo y se estima que diez millones de hectáreas se encuentran abandonadas por exceso de sales [González *et al.* 1999]. México no es la excepción; pues existen importantes zonas de riego que se encuentran ensalitradas y que requieren ser rehabilitadas a fin de rescatar su productividad. Por ejemplo, se han hecho apreciaciones de la superficie que presenta estos problemas y se indica que de los 6.2 millones hectáreas bajo riego con que cuenta México, 1.2 millones de hectáreas aproximadamente tiene problemas de salinidad y de drenaje deficiente en diferentes grados [González *et al.* 1999 y Namuche, 1999]

La recuperación de estas áreas requerirá de diversos trabajos que incluyen desde la mejora de las redes de distribución y de drenes colectores hasta el lavado de suelos y la construcción de drenes parcelarios que permitan el abatimiento de los mantos freáticos y la remoción de las aguas de lavado.

El problema del drenaje subterráneo reside en valorar correctamente la utilización potencial de los terrenos, proyectar e instalar el sistema drenaje más económico en terrenos que lo justifiquen, y mantener un sistema que funcione de tal manera que se produzcan los máximos rendimientos y los mayores beneficios.

Para diseñar un sistema de drenaje, se debe realizar una investigación previa de campo, en donde se analice cuidadosamente las causas del exceso de agua y/o sales (aplicación directa de altas dosis de riego, filtraciones de vasos, canales y zanjas, o bien llegar al terreno por flujo subterráneo de otras áreas) Aunado a lo anterior, se debe considerar: la topografía del terreno, las condiciones físicas y químicas del suelo, el comportamiento de la superficie freática, el tipo de cultivos en la zona, el valor de la tierra y el uso de los predios colindantes [Gavande, 1991].

Existen diversas soluciones analíticas y numéricas que permiten obtener información para el diseño del sistema de drenaje agrícola. La mayoría se apoyan y consideran el cálculo de la posición del nivel freático, el contenido de agua en el suelo y la velocidad de flujo hacia los drenes; sin embargo, son herramientas complicadas de manejar analíticamente, y algunas de ellas requieren de un tratamiento de modelación numérica.

El uso de soluciones numéricas puede ser evitado a través de la simplificación de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el fenómeno para derivar expresiones analíticas aproximadas; sin embargo, parte de estas aproximaciones analíticas no representan y consecuentemente cuantifican correctamente la carga inmediatamente sobre los tubos de drenaje e incluso algunas de ellas ignoran los cambios que ocurren bajo condiciones transitorias [Fipps *et al.* 1991].

Al respecto, Walter *et al.* (1993), menciona que la carga sobre el dren, es una función de las propiedades del suelo, de la geometría de los tubos de drenaje y de las propiedades de la envoltura o materiales de filtro que pueden estar presentes.

Aunque el drenaje es un fenómeno en régimen no permanente, la mayoría de las fórmulas de espaciamiento entre drenes suponen condiciones de régimen permanente. Este tipo de relaciones son ampliamente utilizadas para diseño de sistema de drenaje y en la actualidad no está en duda su utilidad práctica. Una de las fórmulas más conocidas para el diseño de sistemas de drenaje parcelario es la desarrollada por Hooghoudt en 1940. La fórmula es muy simple porque parte de relaciones directas entre la descarga y la altura del nivel freático en el centro de los drenes [Wesseling, 1964]. El uso de esta fórmula para propósitos de diseño es muy difundido; sin embargo, su aplicación se puede llegar a complicar por desconocimiento de algunos parámetros físicos, como es por ejemplo, el espesor de la capa impermeable que puede llegar a ser muy difícil y costoso de estudiar en campo, por ésta razón en algunos casos se ha tenido que aplicar el método de ensayo y error para el cálculo del espaciamiento.

Utilizando los mismos supuestos de Hooghoudt, Kirkham derivó una solución para flujo hacia drenes considerando flujo en estado permanente y en 1961, publicó una solución que toma en cuenta la pérdida de carga sobre los drenes. Para ésta solución Toksöz y Kirkham (1961) proponen una solución que argumentan es aplicable a la mayoría de los casos que se pueden tener en la práctica.

La teoría para simular la superficie freática entre dos drenes, se basa en la ecuación derivada de la ley de Darcy y del principio de continuidad, que por la forma que toma es conocida como la ecuación general de la "Elipse" [van Der Ploeg *et al.* 1997]. Además, de las ecuaciones de Hooghoudt y Herbert que permiten calcular la carga inmediatamente sobre los drenes.

Estas soluciones y otras que pudieran considerarse resultan ser fundamentales para el ingeniero cuya labor es diseñar sistemas de drenaje parcelario. Sin embargo, de acuerdo con la evidencia práctica, la mayoría de ellas tienen incertidumbre con relación a la determinación del perfil del nivel freático y de la carga inmediatamente sobre los drenes, siendo esta una de las razones principales por la cual es importante realizar estudios tanto teóricos, como experimentales para conocer y delimitar con mayor precisión la utilidad práctica de estas propuestas.



INTRODUCCIÓN

México presenta una problemática preocupante con relación al drenaje agrícola. De 6.2 millones de hectáreas bajo riego, 1.2 millones de hectáreas presentan problemas de ensalitramiento y de niveles freáticos someros [González *et al.* 1999]. Como ejemplo, en algunos distritos del noreste del país, la productividad agrícola se ve disminuida entre un 30% y un 50% por problemas de drenaje.

Como parte de las actividades que realiza el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, con relación a esta problemática, en 1994 se inició un proyecto de investigación para identificar y cuantificar los procesos físicos en el suelo que influyen en el comportamiento del nivel freático y los procesos de contaminación que ocurren dentro de los suelos agrícolas. El proyecto en su fase inicial contempló la construcción de un área experimental (mesa de drenaje) con el propósito de realizar estudios sobre el flujo del agua y transporte de contaminantes en un suelo homogéneo. En 1995 se colocó un suelo artificial (arena de textura media); los primeros dos años se encaminó a la formación de herramientas para la investigación: infraestructura experimental, dispositivos de medición, elaboración y desarrollo de programas de computo, entre otros. Posteriormente de 1996 hasta 1999 se realizaron una serie de experimentos enfocados al estudio del drenaje agrícola subterráneo y al transporte de contaminantes.

En particular, los trabajos relacionados con el drenaje subterráneo han tenido la finalidad de estudiar algunas fórmulas de la teoría del drenaje parcelario. En este sentido, el presente trabajo presenta los resultados de la evolución de las ecuaciones de Hooghoudt y Herbert, que son dos de las más empleadas para el diseño del drenaje agrícola, lo anterior fue posible mediante la comparación de la información experimental con la simulada o calculada.

Además y a manera de complemento, se presenta una breve discusión sobre el efecto del parámetro "D" (profundidad de la capa impermeable a partir de la posición de los drenes). Para lo cual se estudiaron experimentalmente tres condiciones de espaciamiento entre drenes "L". De los resultados en la fase experimental y apoyándose en la revisión de expresiones de la teoría del drenaje parcelario subterráneo, se concluye que las ecuaciones no son tan precisas como se quisiera y que por consecuencia todavía hay mucho que hacer en este campo.



OBJETIVOS

El trabajo plantea:

- a).- Estudiar experimentalmente el grado de precisión de las expresiones propuestas por (Hooghoudt y Herbert), para determinar la carga inmediatamente sobre el dren.
- b).- Analizar experimentalmente la correlación entre los perfiles freáticos estimados con las ecuaciones de Hooghoudt y de Herbert con respecto a datos reales.
- c).- Introducir una breve discusión sobre la importancia y efecto que tiene la adecuada estimación de la profundidad del estrato impermeable.
- d).- Proponer una secuencia metodológica para determinar la separación entre drenes, probando su bondad bajo condiciones controladas y de campo.



CAPITULO

I

ESTUDIO EXPERIMENTAL

El capítulo I proporciona la información del trabajo experimental en la mesa de drenaje, se presenta: la infraestructura experimental, el equipo necesario para el desarrollo de los experimentos, las variables a estudiar, las características del material poroso y, finalmente el diseño y la metodología experimental.

La primera parte muestra las características principales de la mesa de drenaje, el equipo necesario para realizar las mediciones durante los experimentos (profundidad del nivel freático, gasto de entrada al sistema " Q_e " y gasto a la salida de los drenes " Q_s "), las propiedades del material poroso de la mesa de drenaje (arena).

En una segunda parte se presenta el diseño experimental, así como el protocolo seguido en la fase experimental.

Finalmente, se presenta un resumen gráfico de los resultados experimentales.

1.1.- Infraestructura experimental y equipo de medición.

El trabajo tiene una componente altamente experimental, para la simulación del sistema de drenaje subterráneo, se contó con una infraestructura denominada "mesa de drenaje", en la cual se realizaron experimentos considerando tres variantes de espaciamiento entre drenes ($L=5$, $L=10$, $L=15$ m). Se contó también con equipo para medir el gasto de entrada al sistema, el gasto a la salida de los drenes y la profundidad de la superficie freática.

1.1.1.- Mesa experimental.

La mesa experimental es una estructura especialmente diseñada para hacer estudios de drenaje (ver informe "HC-9704"-IMTA, Arroyo C., 1997); tiene un contenedor de 40 m de largo, 4 m de ancho y 3 m de profundidad, que esta llena de una arena, tiene instalado un conjunto de 7 columnas de drenes, cada columna con 5 drenes separados a 25 cm uno del otro, dichas columnas están dispuestas a lo largo de la mesa con una separación de 5 metros, lo cual permite combinar diferentes espaciamientos y profundidades de drenes.

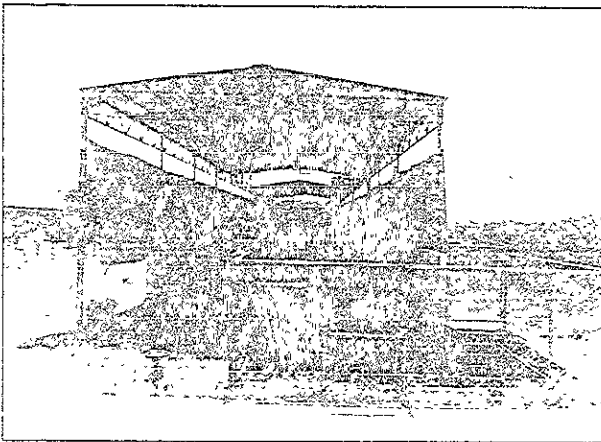


Foto # 1. MESA DE DRENAJE (vista frontal)

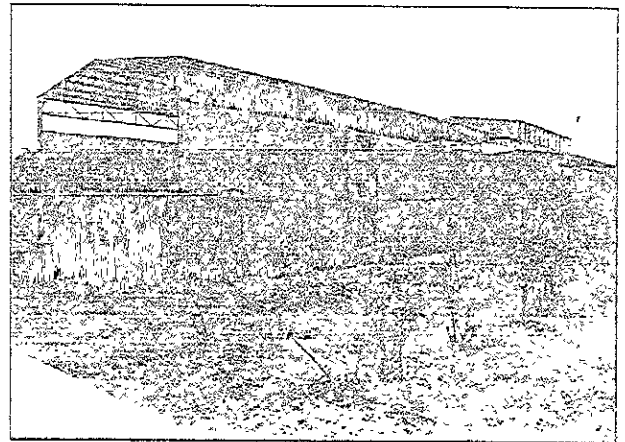


Foto # 2. MESA DE DRENAJE (vista lateral)

Además, cuenta con un equipo de bombeo, un sistema de almacenamiento (cisterna aledaña a la mesa) y otro para el control de niveles (canal lateral exterior a la arena). Para su operación esta equipada con los elementos necesarios para suministrar y distribuir el agua bajo condiciones controladas, tanto como simulador de lluvia (vía aspersores) como a través de un nivel freático controlado (vía válvulas) conectadas a una red de tubería que esta instalada en el fondo del compartimento y embebida en un filtro de materiales graduados.

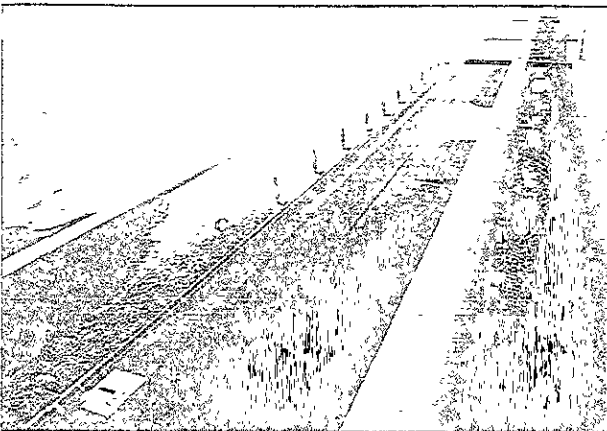


Foto # 3. CONTORNO, CANAL, DRENES Y ASPERSORES.

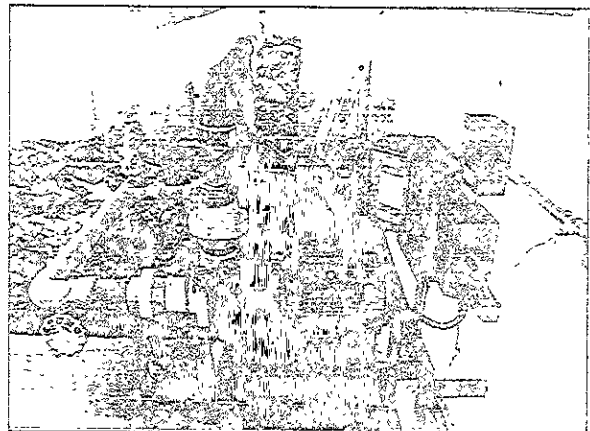


Foto # 4. EQUIPO DE BOMBEO.

1.1.2.- Medición de la profundidad de la superficie freática.

Para medir la profundidad del nivel freático se instalaron 30 pozos de observación (ver Anexo C). Estos fueron distribuidos a lo largo de la mesa de drenaje en forma simétrica con respecto a las columnas de drenes; es decir, a 0.1, 1 y 2.5 metros alrededor de cada columna.

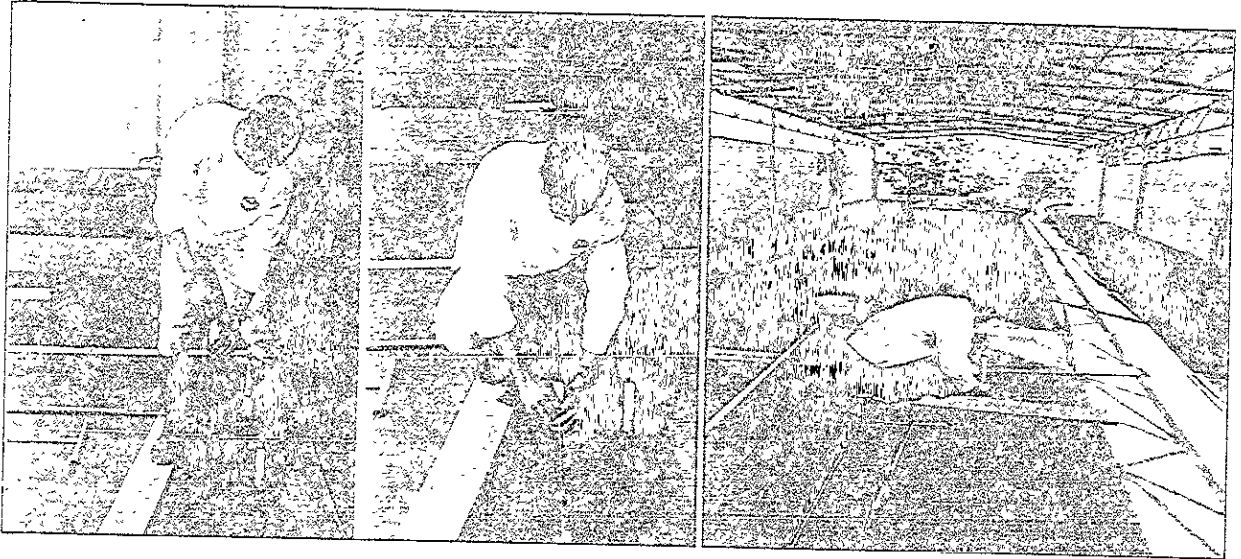


Foto # 5. INSTALACIÓN DE POZOS DE OBSERVACIÓN.

La profundidad del nivel freático se obtuvo utilizando un dispositivo electromecánico desarrollado en el Instituto Mexicano del Agua, denominado "RANA"- Respuesta acústica del nivel del agua-, Tamari, (1997), ver foto # 7.

La RANA se compone por una cinta métrica unida a un tramo de tubo de cobre que contiene un sensor, que al contacto con el agua emite una señal sonora (sumbador), foto # 6 - ②.

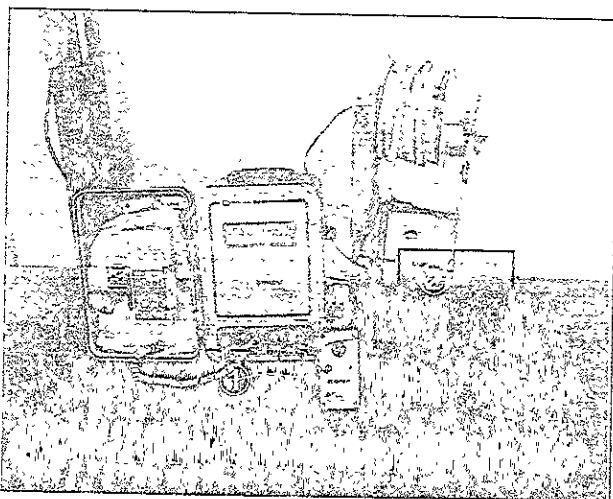


Foto # 6. APARATO MEDIDOR DE FLUJO Y RANA.

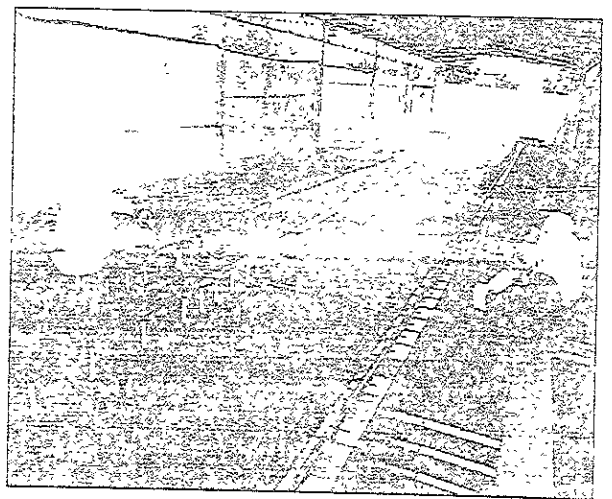


Foto # 7. MEDICIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL N. F.

1.1.3.- Medición del flujo que ingresó a la mesa de drenaje.

El gasto que entro al sistema. se cuantifico utilizando un medidor ultrasónico (modelo "Uniflow", marca: Controlotron), previamente calibrado y programado para las condiciones y dimensiones de la tubería de la mesa de drenaje, foto # 6 - ①

1.1.4.- Medición del gasto a la salida de los drenes.

La medición del gasto descargado por los drenes. se realizó mediante aforo volumétrico, utilizando un cronómetro y botes cilíndricos con capacidad conocida.

Capacidad	Número de bote						
En litros	1	2	3	4	5	6	7
	65.5	64.74	64.8	65.25	65.0	65.15	65.0

Tabla # 1. CAPACIDAD DE LOS BOTES UTILIZADOS PARA MEDIR EL GASTO EN CADA DREN

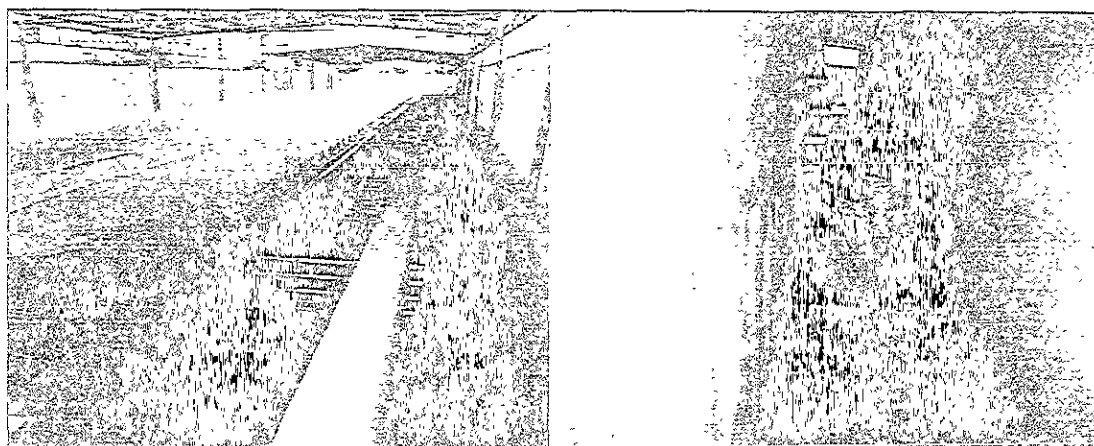


Foto # 8. MEDICIÓN DEL GASTO A LA SALIDA DE LOS DRENES

1.2.- Selección de las variables a medir.

La adecuada determinación del valor de las variables involucradas en un sistema de drenaje subterráneo entubado es la principal causa de éxito en el funcionamiento del mismo. esta actividad se reduce a trabajar con expresiones matemáticas considerando las condiciones presentes en el campo, con la finalidad de proponer la mejor alternativa de funcionamiento del sistema de drenaje. En el presente estudio se han clasificado las variables del sistema de la mesa drenaje en dos categorías:

a).- Variables de la mesa de drenaje. Son las variables intrínsecas de la mesa de drenaje: espaciamento entre drenes " L ", profundidad de los drenes " P_d ", características de la tubería de drenaje y características de la arena.

b).- Variables ajenas a la mesa de drenaje. Son las variables que definen el funcionamiento del sistema con relación al flujo y al comportamiento de la superficie freática (gasto de entrada a la mesa de drenaje " Q_e ", gasto de salida en la mesa de drenaje " Q_s " y el nivel de la superficie freática); que indican la eficiencia del sistema, todas ellas fueron medidas.

Bajo esta situación es posible probar diferentes combinaciones de sistemas de drenaje; es decir, se puede simular el sistema variando: gasio de entrada a la mesa, profundidad y separación de la tubería de drenaje.

1.3.- Características de la arena.

La mesa de drenaje se relleno con una arena tomada de un banco de arena basáltica, ubicado cerca de Cuautla, Morelos. A continuación se presentan algunas de sus características.

1.3.1.- Granulometría.

Considerando 6 muestras del material de la mesa, la granulometría se determinó, pasando suelo (100 gramos) por una serie de mallas (Norma ASTM E11, marca Newark) y separando las partículas con un chorro de agua "vía húmeda". Tomando en cuenta la proporción de arena, limo y arcilla, el material de la mesa de drenaje corresponde a una textura arenosa y una estructura simple, no se presentan formas definidas.

Clasificación	Fracción (mm)	Porcentaje (%)
Arena muy gruesa	1 – 2	12
Arena gruesa	0.5 – 1	26
Arena medio gruesa	0.25 – 0.5	38
Arena fina	0.125 – 0.25	17
Finos (limos y arcillas)	< 0.125	7

Tabla # 2. GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL DE LA MESA DE DRENAJE

n=6

1.3.2.- Masa volumétrica.

Para 4 muestras de 100 cm³, se determinó la masa de suelo seco (método gravimétrico), y se obtuvo el promedio de densidad cuyo valor fue de 1.58 gr/cm³.

1.3.3.- Conductividad hidráulica a saturación, "k".

La determinación de "k" fue utilizando el permeámetro de doble anillo. Se realizaron pruebas en diferentes partes de la mesa de drenaje, tratando de abarcar desde la parte sur hasta la parte norte de la misma. Para cada prueba se realizaron varias repeticiones, con la finalidad de establecer el equilibrio. Los resultados de las pruebas fueron:

Año de la prueba	No. de pruebas	k promedio (cm/min)	k Promedio (m/día)
1996 (*)	3	1.8	25.9
1998 (**)	9	1.1	15.3

Tabla # 3. "k" DE LA ARENA DE LA MESA DE DRENAJE

(*) Realizada en 1996 (Serge Tamar)

(**) Realizada en 1998 (Luis G. Lugo)

Resumen de las características:

Características de la arena de la mesa de drenaje				
Granulometría	Textura	Estructura	masa volumétrica	conductividad hidráulica a saturación
Arena media	arenosa	simple	1.58 gr/cm ³	20.0 m/d

Tabla # 4. RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA DE LA MESA DE DRENAJE

1.4.- Diseño experimental.

En principio se supuso que la arena es uniforme y que los tiempos de respuesta de los pozos de observación se comportan de manera muy similar. Se estudió la condición de recarga superficial; es decir, vía aspersores, simulando una lluvia sobre la superficie de la arena.

Las variables manejadas en la fase experimental fueron:

Prueba	r (m)	L (m)	P_d (m)	QE (l/s)	Q_{sd} (l/s)	q (m/d)	Drenes abiertos	k (m/d)
$L=5$	0.05	5	2	6.08	0.87	3.75	7	20
$L=10$	0.05	10	2	6.00	2.00	4.32	3	20
$L=15$	0.05	15	2	6.06	2.02	2.91	3	20

Tabla # 5. DATOS DEL DISEÑO EXPERIMENTAL.

Donde:

r = radio de la tubería de drenaje (m);

L = espaciamiento entre drenes (m);

P_d = profundidad de los drenes (m);

QE = gasto de equilibrio (l/s); cuando en el sistema: $Q_e=Q_s$;

q = descarga hacia los drenes (m/día); [$q = \frac{Q_{sd}}{L * l}$];

Q_{sd} = gasto descargado por dren (l/s o m³/s);

l = longitud del dren o ancho de la mesa experimental (m);

k = conductividad hidráulica a saturación (m/día).

1.5. Metodología experimental.

El protocolo seguido en la fase experimental se resume en los siguientes pasos:

a).- se hizo coincidir el nivel del agua en el canal perimetral (exterior al contenedor con arena) a la altura del nivel inferior de los drenes en estudio;

b).- se suministró un gasto mediante el sistema de aspersores y su magnitud se mantuvo constante durante todo el experimento;

c).- cada 2 horas:

c.1.- se midió el flujo que entró al sistema " Q_e ", utilizando el aparato mencionado en el punto (1.1.3), se controlaron las compuertas del sistema con la finalidad de mantener una recirculación de agua entre el canal y la cisterna. El gasto de diseño se verificó durante toda la prueba hasta que se alcanzó el equilibrio;

c.2.- se midió el flujo que salió del sistema " Q_s " (correspondiente a la suma de la descarga de los drenes abiertos " Q_{sd} "), realizando aforos volumétricos como se indica en el punto 1.1.4).

c.3.- se midió el comportamiento del nivel de la superficie freática, escogiendo algunos pozos de observación para medir la profundidad del N. F., con esto se conoció el comportamiento de una sección de control con respecto al perfil de la superficie freática.

d).- cuando las lecturas de las mediciones de " Q_e ", " Q_s " y del nivel de la superficie freática se mantuvieron constantes entre un intervalo de tiempo y otro. Se realizó una medición general en todos los pozos de observación con la finalidad de obtener el perfil o la curva que define la superficie freática experimental.

Bajo esta metodología, se realizaron pruebas considerando diferentes espaciamientos ($L= 5, 10$ y $15m$), manejando los datos indicados en la tabla # 5.

1.6. Resultados experimentales sobre el comportamiento del nivel freático y el balance de gasto.

Bajo la metodología expuesta en los puntos 1.4 y 1.5, se obtuvieron los siguientes resultados.

Caso # 1. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES "L=5 m"

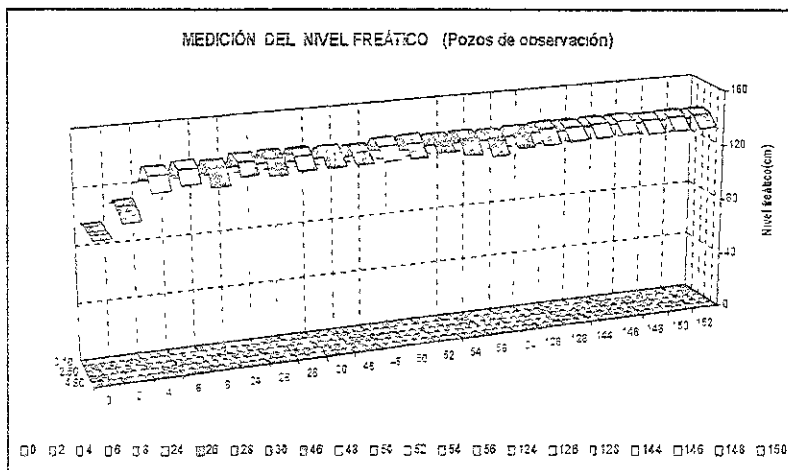


Ilustración # 1. MONITOREO DEL N. F. (TIEMPO Y ESPACIO); $L=5$ m

x : posición x interdrenes (0.1-4.9), en m.
 y : tiempo, en hrs.
 z : evolución del N. F. por encima de los drenes trabajando, en cms.

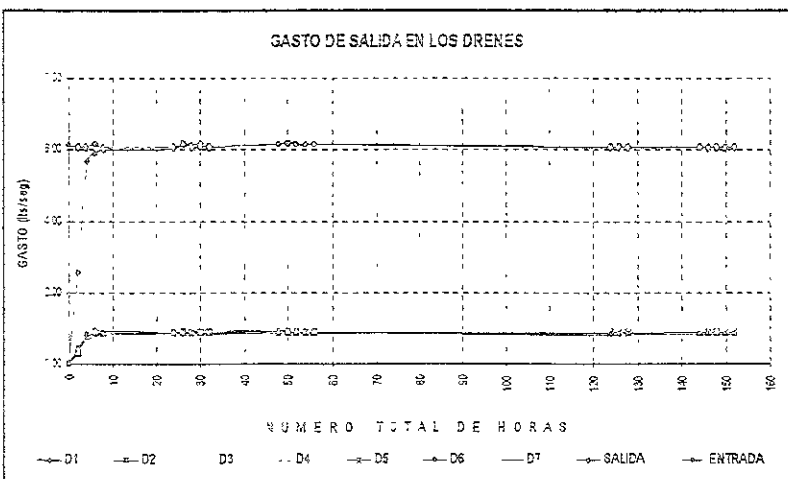


Ilustración # 2. MONITOREO DEL GASTO DE ENTRADA Y SALIDA; $L=5$ m

x : tiempo, en hrs.
 y : gasto, en l/s
 D : representa nomenclatura para número de dren. p.e. D1, dren 1.

Al inicio el gasto de salida " Q_s " es 0, en ese momento no hay agua sobre los drenes, conforme va entrando agua al sistema el gasto se va incrementando hasta llegar al equilibrio $Q_e=Q_s$. El Q_e es la suma de todos los gastos en los drenes abiertos.

Caso # 2. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES "L=10 m"

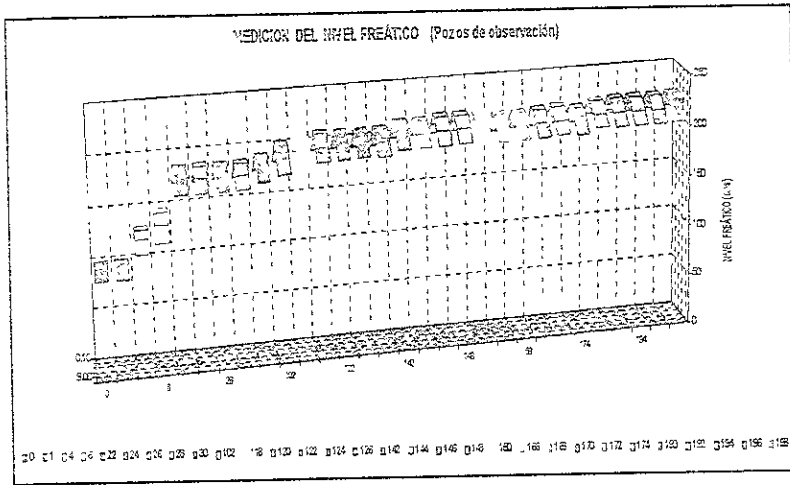


Ilustración # 3. MONITOREO DEL N. F. (TIEMPO Y ESPACIO); L=10 m

x : posición x interdrenes (0.1-9.9), en m.
 y : tiempo, en hrs.
 z : evolución del N. F. por encima de los drenes trabajando, en cms.

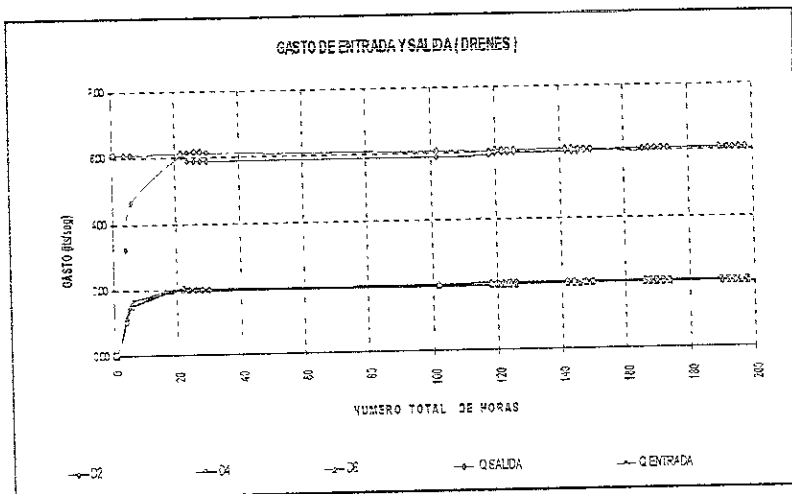


Ilustración # 4. MONITOREO DEL GASTO DE ENTRADA Y SALIDA; L=10 m

x : tiempo, en hrs.
 y : gasto, en l/s
 D : representa nomenclatura para número de dren, p.e D4, dren 4.
 Al inicio el gasto de salida " Q_s " es 0, en ese momento no hay agua sobre los drenes, conforme va entrando agua al sistema el gasto se va incrementando hasta llegar al equilibrio $Q_e = Q_s$. El Q_s es la suma de todos los gastos en los drenes abiertos.

Caso # 3. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES "L=15 m"

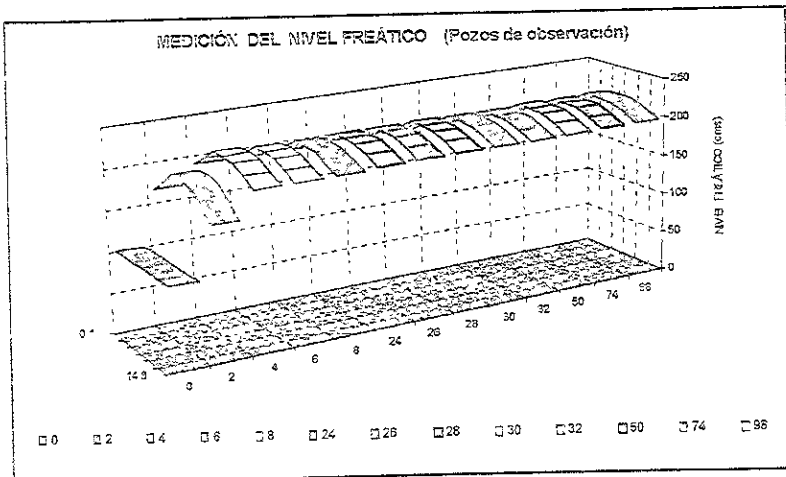
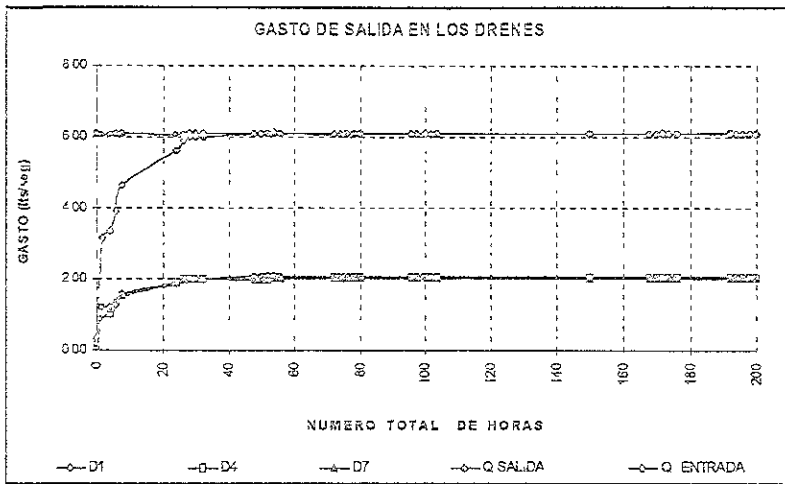


Ilustración # 5. MONITOREO DEL N. F. (TIEMPO Y ESPACIO); L=15 m

x : posición x interdrenes (0.1-9.9), en m.
 y : tiempo, en hrs.
 z : evolución del N. F. por encima de los drenes trabajando, en cms.



x : tiempo, en hrs.

y : gasto, en l/s

D : representa nomenclatura para número de dren, p.e. D7, dren 7.

Al inicio el gasto de salida " Q_s " es 0, en ese momento no hay agua sobre los drenes, conforme va entrando agua al sistema el gasto se va incrementando hasta llegar al equilibrio $Q_e = Q_s$. El Q_s es la suma de todos los gastos en los drenes abiertos.

Ilustración # 6. MONITOREO DEL GASTO DE ENTRADA Y SALIDA; L=15 m

En las ilustraciones #1, 3 y 5 se presentan los gráficos de los perfiles desarrollados durante las pruebas experimentales "L=5, 10 y 15m", para lo cual se ha utilizado la posición del nivel freático mediante el monitoreo de los pozos de observación. Las ilustraciones #2, 4 y 6 muestran gráficamente los registros de los aforos hechos en cada dren, además de los registros (gasto de entrada y salida) en el sistema.

NOTA: El monitoreo de los pozos de observación, así como del gasto de entrada y salida se realizó cada 2 hrs.



C A P I T U L O

I I I

ESTUDIO SOBRE LAS ECUACIONES DE DISEÑO

Este capítulo presenta un desarrollo analítico de las ecuaciones de la teoría del drenaje parcelario para régimen permanente, donde se muestra claramente la necesidad de relacionar y satisfacer simultáneamente todas las expresiones que permiten determinar el valor de cada variable involucrada en las mismas.

Como resultado de la incertidumbre que se tiene con relación a la carga inmediatamente sobre el dren "h_r" y a la profundidad del estrato impermeable a partir de la posición de los drenes "D", se analizan los siguientes puntos:

- i) Se comparan dos expresiones para estimar la carga inmediatamente sobre el dren en la ecuación de la elipse para los perfiles (propuestas de Herbert y Hooghoudt)
- ii) El efecto e influencia que tiene la selección del parámetro conocido como hidroapoyo; o sea, la profundidad del estrato impermeable, en el diseño del drenaje agrícola.

2.1.- Cálculo del perfil de la superficie freática (propuestas de Hooghoudt y Herbert).

2.1.1.- Ecuación de Boussinesq.

Sin lugar a dudas, la ecuación más utilizada para describir el movimiento del agua en un sistema de drenaje agrícola como el que se muestra en la Ilustración No. 7, es la ecuación de Boussinesq en su versión unidimensional. Esta ecuación se deriva a partir de la combinación del principio de conservación de masa y la ley de Darcy; y se expresa como:

$$\mu \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ky \frac{\partial y}{\partial x} \right] + R \tag{1}$$

donde x es la coordenada horizontal; t es el tiempo; y es la posición de la superficie libre contada a partir del hidroapoyo o capa impermeable; μ es la porosidad de drenaje; k es la conductividad hidráulica a saturación; y R es la recarga.

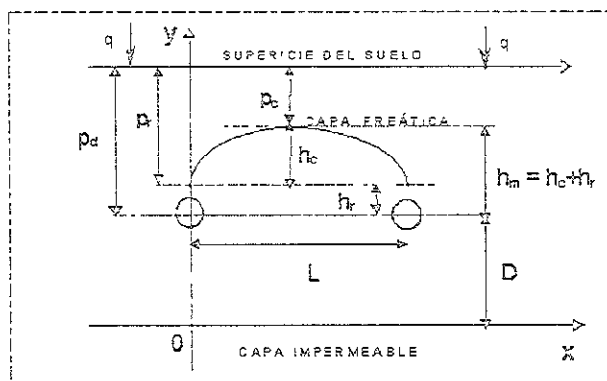


Ilustración # 7. VARIABLES CONSIDERADAS EN LAS ECUACIONES DE DISEÑO.

2.1.2.- Ecuación de la elipse.

Una solución simple de la ecuación de Boussinesq se deduce en régimen permanente ($\frac{\partial y}{\partial t} = 0$) sujeta a las condiciones: i) $y = D + h_r$, en $x = 0, L$, donde D es la profundidad del hidroapoyo medida a partir de la posición de los drenes, h_r es la carga sobre los drenes, y L la separación entre drenes; ii) $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$, en $x = L/2$; iii) k independiente de x ; y iv) $R = q$, donde q es el gasto unitario de Darcy descargado por los drenes; es decir, considerando régimen permanente la ecuación (1), se reduce a:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[kH \frac{\partial H}{\partial x} \right] = -R \tag{2}$$

Como $\left[H \frac{\partial H}{\partial x} \right] = \frac{1}{2} \frac{\partial H^2}{\partial x}$, la ecuación (2) se expresa:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial H^2}{\partial x} \right] = - \frac{2R}{k} \tag{3}$$

Como $H=H(x)$ "H función de x", la ecuación (3), se toma como una ecuación diferencial total.

$$\frac{d}{dx} \left[\frac{dH^2}{dx} \right] = - \frac{2R}{k} \tag{4}$$

Integrando:
$$\left[\frac{dH^2}{dx} \right] = -\frac{2R}{k}x + C_1 \quad (5)$$

H es constante para la condición $x=L/2$; $\left[\frac{dH}{dx} \right] = 0 \Rightarrow \left[\frac{dH^2}{dx} \right] = 0$; por tanto: $C_1 = \frac{RL}{k}$

$$\left[\frac{dH^2}{dx} \right] = -\frac{2R}{k}x + \frac{RL}{k} \quad (6)$$

Integrando nuevamente:

$$H^2 = -\frac{2R}{2k}x^2 + \frac{RL}{k}x + C_2 \quad (7)$$

$H = D + h_r$, para la condición $x=0$ y/o $x=L$, entonces $C_2 = (D + h_r)^2$, por tanto:

$$H = \sqrt{\frac{R}{k}(Lx - x^2) + (D + h_r)^2} \quad (8)$$

Haciendo los cambios de variables: H por y , $y=f(x)$ y R por q , recarga [LT^{-1}]; se obtiene la solución, que es una elipse, escrita como sigue:

$$y = \sqrt{\frac{q}{K}(Lx - x^2) + (D + h_r)^2} \quad (9)$$

o bien considerando la ilustración # 7:

$$D + h_r + h = \sqrt{\frac{q}{K}(Lx - x^2) + (D + h_r)^2} \quad \otimes \quad (10)$$

2.1.3.- Carga inmediatamente sobre los drenes " h_r ".

Existen distintas expresiones para estimar " h_r ", en este estudio se sugiere probar las propuestas de Hooghoudt (Martínez, 1986) y Herbert (Miles, 1989):

2.1.3.1.- Ecuación " h_r " considerando la propuesta de Hooghoudt.

En el caso de sistemas con drenes la ecuación diferencial que describe el flujo radial se deriva de la Ley de Darcy y del Balance de agua:

Por Darcy:
$$Q = k \frac{dh_r}{dr} \pi r \quad (11)$$

siendo: k la conductividad hidráulica, $\frac{dh_r}{dr}$ el gradiente de la carga o potencial para flujo radial y, (πr) la sección unitaria de flujo (r la distancia radial).

\otimes ECUACIÓN QUE DEFINE LA VARIACIÓN DE LA SUPERFICIE FREÁTICA ENTRE DOS DRENES; [h corresponde la variación de carga sobre el plano h_r , según el valor de x , su valor máximo se presenta en $x=L/2$, en este caso $h=h_c$].

Del balance de agua: $Q = qL$ (12)

donde: q es la recarga hacia los drenes y L es la separación entre drenes. Al combinar las expresiones (11) y (12), se tiene:

$$dh_r = \frac{qL}{\pi k} \frac{dr}{r} \quad (13)$$

La integración de la ecuación (13) entre los límites D y μ ; es decir, $h_r = \frac{qL}{\pi k} \int_{\mu}^D \frac{dr}{r}$, en donde μ corresponde a la sección de flujo, que en este caso resulta ser πr_o ; nos permite obtener:

$$h_r = \frac{qL}{\pi k} [\ln D - \ln \pi r_o] = \frac{qL}{\pi k} \ln \frac{D}{\pi r_o} \quad (14)$$

D es la distancia desde un estrato impermeable a la posición de los drenes y r_o es el radio de la tubería de drenaje.

2.1.3.2.- Ecuación "hr" considerando la propuesta de Herbert.

SITUACIÓN DE FLUJO RADIAL HACÍA UN RÍO

Miles (1985a,b) encontró varias ecuaciones para calcular el flujo parcialmente penetrando a un río, partiendo de modelos para acuíferos homogéneos-isotrópicos. Una ecuación que ha contestado satisfactoriamente a estos problemas es la derivada por Herber (1970):

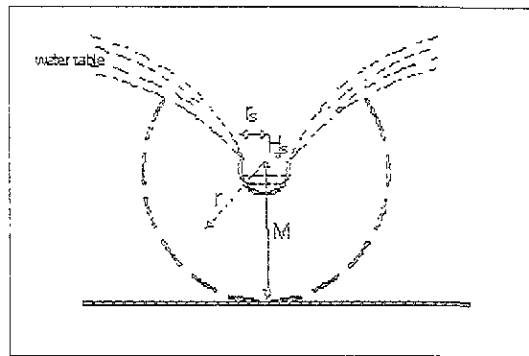


Ilustración # 8. FLUJO HACÍA UN RÍO

En un sistema "Río-acuífero" como el mostrado en la ilustración 8, el flujo radial que se presenta hacia el río, se puede representar mediante la Ley de Darcy:

$$q = \frac{kdh}{dr} \quad (15)$$

donde: q es la velocidad de Darcy [L/T]; k es la conductividad hidráulica [L/T]; h es la carga o potencial del agua en el suelo [L] y, r es el radio desde el centro hasta las líneas de flujo [L].

El flujo total desde el acuífero por unidad de longitud está dado por:

$$Q = \beta r \frac{kdh}{dr} \quad (15)$$

β es el ángulo en radianes sustentado por el nivel freático, y ha sido determinado por:

$$\beta = \pi + 2 \left\{ \sin^{-1} \left[\frac{(H_M - H_s)}{M} \right] \right\} \quad (17)$$

Donde: H_M es la carga del modelo de DF de una distancia M al centro del río; H_s es el nivel estacionario del río y M es espesor del acuífero (capa impermeable-superficie del agua en el río).

Integrando la ecuación (16) entre los límites r_s y $0.5M$:

$$Q = \beta k \frac{(H_r - H_s)}{\ln\left(\frac{0.5M}{r_s}\right)} \quad (18)$$

SITUACIÓN DE FLUJO RADIAL HACÍA UN DREN

En el caso de un sistema de drenaje con tubos subterráneos, la deducción de la ecuación de Herbert, (1970) para calcular el flujo radial hacia un río puede ser útil para estudiar el flujo radial hacia un dren:

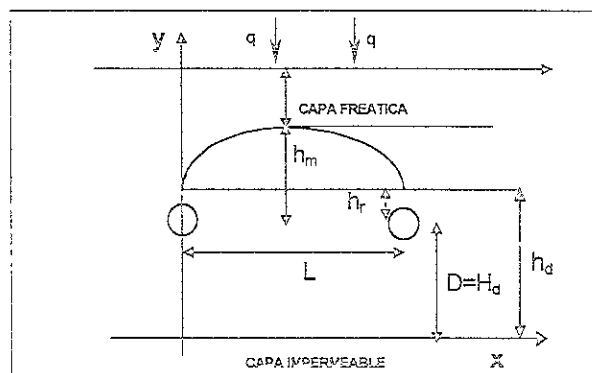


Ilustración # 9. VARIABLES EN CASO DE UN SISTEMA CON DRENES

El flujo radial utilizando la Ley de Darcy:

$$q = \frac{kdh}{dr} \quad (19)$$

Donde: q es la velocidad de Darcy [L/T]; k es la conductividad hidráulica [L/T]; h es la carga o potencial del agua en el suelo [L]; y, r es el radio de flujo [L].

El flujo total en el dren por unidad de longitud esta dado por:

$$Q = 2\pi r \frac{kdh}{dr}; \quad 2\pi r \text{ sección de flujo} \quad (20)$$

integrando la ecuación (20) entre los límites r y $0.5D$:

$$Q = 2\pi k \frac{(h_d - H_d)}{\ln\left(\frac{0.5D}{r}\right)} \quad (21)$$

Siendo h_d la carga sobre el dren desde una distancia D y H_d espesor del acuífero (desde la capa impermeable hasta la superficie del agua en el dren).

Tomando $Q = qL$, la ecuación (21) se expresa como: $h_d = \frac{qL}{2\pi k} \ln \left(\frac{0.5D}{r} \right) + H_d$ o $h_d = h_r + H_d$

(Miles and kitmitto, 1989):

$$h_r = \frac{qL}{2\pi K} \ln 0.5 \frac{D}{r} \tag{22}$$

Las ecuaciones (14) y (22) propuestas de Hooghoudt y de Herbert respectivamente, pueden aplicarse mediante la expresión (10).

2.1.4.- Profundidad del estrato impermeable (a partir de la posición de los drenes). Dado que en un sistema de drenaje se presentan efectos energéticos asociados a flujos radiales, se propone utilizar el concepto del estrato equivalente "d" y un concepto de estrato ficticio "D_f", que sustituyen a un espesor real del acuífero con flujo horizontal y radial, el cual es difícil de medir en la práctica, estos dos conceptos se estiman mediante las expresiones (23) y (25) y los datos de la tabla # 6:

L (m)	h _m (m)	h _r (m)	h _c (m)	q (m)	r (m)
5	0.4	0.28	0.12	3.75	0.05
10	1.29	1.05	0.24	4.32	0.05
15	1.04	0.81	0.23	2.91	0.05

Tabla # 6. DATOS MEDIDOS DURANTE LOS EXPERIMENTOS.

Bajo este contexto el estudio considera los conceptos:

a).- Espesor ficticio para lo cual se propone la siguiente relación:

$$D_p = D_f + h_r = \frac{qL^2}{8kh_c} - \frac{h_c}{2} \tag{23}$$

La ecuación (23) puede ser deducida a partir de la ecuación (10), para las condiciones: $D = D_f$, $x = L/2$ y $h = h_c$. Nótese que "D_p" visto a través de la ecuación (10) y de la ilustración # 7 es la suma de la componente de carga "h_r" y el espesor "D". Sin embargo, en la ecuación (10), no se han tomado en cuenta los efectos del flujo radial; dichos efectos se incluyen en "D_p", por lo que se consideró que su valor puede diferir del de la suma $D + h_r$. Con base en lo anterior se asume que "D_p" es igual a $[D + \text{un incremento de carga que absorbe los fenómenos energéticos asociados a efectos de flujo radial hacia los drenes} + h_r]$, en donde los dos primeros términos representan el D ficticio "D_f" que se propone en el estudio. Bajo esta consideración, la configuración del perfil entre dos drenes por encima del plano de "h_r" responde a un espesor que para fines prácticos se relaciona directamente con L, k, q y h_c.

De la ilustración # 7, en el centro de la separación entre drenes, "h_c" se puede expresar como:

$$h_c = h_m - h_r \tag{24}$$

b).- Espesor equivalente $D \rightarrow d$; en donde "d" se estima (Martínez B., 1986):

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{\pi r}} \tag{25}$$

Con la expresión (10) y las expresiones (14) y (22), se generaron perfiles freáticos considerando los conceptos de espesor equivalente y espesor " D_f " para compararlos con los perfiles experimentales: $L=5, 10$ y 15 m. (ver capítulo 3).

2.2.- Propuesta metodológica para calcular la separación entre drenes.

Los resultados obtenidos en la mesa de drenaje muestran que la ecuación (22) "Herbert" es más precisa que la ecuación (14) "Hooghoudt". Se observó que la ecuación de Hooghoudt sobrestima la altura del nivel freático. La consecuencia de esto radica en que al diseñar con Hooghoudt se obtienen valores de " L " menores a los requeridos, cuyo efecto económico es el encarecimiento del sistema de drenaje, a tal grado de que el proyecto sea no viable.

2.2.1.- Espaciamiento entre drenes " L "

Para calcular " L " se deben relacionar y satisfacer simultáneamente las ecuaciones que determinan a cada variable.

Una ecuación que se utiliza en drenaje se puede obtener de la ecuación (10), si se asume conocida la carga en el centro de la separación entre drenes ($x = \frac{L}{2}$), es decir:

$$(D + h_m)^2 = \frac{qL^2}{4k} + (D + h_r)^2 \quad (26)$$

donde: $h_m = h_r + h_c$

Para fines prácticos, es adecuado considerar esta carga " h_m " en términos de la diferencia entre la profundidad de los drenes " p_d " y la profundidad a la que se desea controlar el nivel freático al centro interdren " p_c ", de acuerdo con la Ilustración # 7, " h_m " se expresa como:

$$h_m = p_d - p_c \quad (27)$$

Es importante señalar que la fórmula de Hooghoudt se deduce de la ecuación (26) cuando la carga sobre los drenes se considera nula ($h_r = 0$) (Martínez, 1986).

$$D = \frac{qL^2}{8kh_m} - \frac{h_m}{2} \quad (28)$$

La ecuación (28) es válida para flujo de agua hacia dos zanjas (Martínez, 1986). Sin embargo, en un sistema con drenes la componente " h_r " debe ser considerada, es así que en esta propuesta se propone estimarla con la ecuación (22).

Es razonable suponer que la expresión (26) es válida para un sistema con drenes bajo el supuesto de que existe un espesor ficticio que absorbe los efectos energéticos asociados a flujo radial hacia los drenes, sustituyendo en la ecuación (26) " D_f " por " D " y a " h_m " por (" $h_r + h_c$ ") se tiene:

$$D_f + h_r = \frac{qL^2}{8kh_c} - \frac{h_c}{2} \quad (29)$$

donde el miembro izquierdo de la expresión (29) considera al espesor ficticio " D_f " y a la componente de carga " h_r ", cuya suma es el " D_p " de la ecuación (23).

Sustituyendo en la ecuación (26) a " D_f " por " D " y a " h_r " de la ecuación (22) se obtiene:

$$L = \frac{\frac{4k}{q} h_m (h_m + 2D_f) \left(1 + \frac{q}{k} \lambda^2 \right) - 4(\lambda D_f)^2 - 2\lambda D_f}{1 + \frac{q}{k} \lambda^2} \quad (30)$$

donde:
$$\lambda = \frac{1}{\pi} \ln \left(\frac{D}{2r} \right) \quad (30a)$$

2.2.2.- Secuencia metodológica para determinar "L"

La metodología propuesta para calcular la separación entre drenes se basa fundamentalmente en las ecuaciones (30) y (23 o 29), auxiliadas por las ecuaciones (22) y (24). Puesto que "L" es una variable implícita, es claro que el procedimiento de cálculo es iterativo.

a).- Datos requeridos:

- profundidad de los drenes " p_d ", [m];
- profundidad a que se desea controlar el nivel freático " p_c ", [m];
- descarga específica " q ", [m/d];
- radio del dren " r ", [m];
- conductividad hidráulica a saturación " k ", [m/d];
- profundidad del estrato impermeable (a partir de la posición de los drenes) " D ", [m].

b).- Secuencia de cálculo:

- 1.- se propone un valor "L" y se calcula " h_r " con la ecuación (22);
- 2.- se calcula $h_c = h_m - h_r$;
- 3.- se estima " D_f ", con
$$D_f = \frac{qL^2}{8kh_c} - \frac{h_c}{2} - h_r \quad (\diamond)$$
- 4.- se calcula "L" con la ecuación (30) utilizando el valor obtenido " D_f " y se asigna $L_1 = L$;
- 5.- se compara si L y L_1 son aproximadamente iguales (una tolerancia del 0.1% es suficiente)
 - en caso de que se cumpla esta condición continuar con el paso 6;
 - en caso de que no se cumpla la condición se asigna $L = L_1$ y se retorna al paso 1;
- 6.- finaliza el diseño teniendo como resultados: L, h_r , h_c y h_m .

Nota: El programa que resuelva el proceso iterativo propuesto debe considerar que $h_m = h_r + h_c$; por tanto, se debe sujetar a las condiciones de $h_r < h_m$ y $h_c < h_m$.

(\diamond) La metodología considera el concepto de un espesor ficticio " D_f ". la validez de introducir este concepto radica en que en el flujo hacia los drenes se presentan fenómenos que involucran efectos radiales en el sistema. Nótese que " D_f " queda en función de variables que mediante una alternativa ciertamente empírica es posible evaluarla y que finalmente no es una variable de diseño.



CAPITULO

III

RESULTADOS

En este apartado se presentan los resultados del estudio que corresponden a: (1) trabajo experimental en la mesa de drenaje y, (2) ejemplos de aplicación con la secuencia metodológica para la verificación de "L".

Para ilustrar los resultados obtenidos en la mesa de drenaje se presentan una serie de gráficos que permiten comparar los perfiles experimentales con los calculados utilizando la ecuación de la elipse con la adaptación de " h_r " estimada con las ecuaciones propuestas por Hooghoudt y Herbert, incorporando los conceptos de " D_f " y estrato equivalente en el proceso de cálculo.

Finalmente, para mostrar la bondad de la propuesta metodológica para determinar la separación entre drenes, se presentan dos ejemplos de aplicación [condiciones controladas (mesa de drenaje) y condiciones de campo (parcela productiva)], en donde se indican todas las variables involucradas; así como los resultados obtenidos de: L , h_r , h_c y h_m

3.1.- Obtención y procesamiento de resultados.

3.1.1- Obtención de perfiles "experimentales"

Según el diseño experimental propuesto en la mesa de drenaje para cada espaciamento entre drenes ($L = 5, 10$ y 15 metros) se obtuvo un perfil de la superficie freática. Dada la ubicación y disposición de la pila de pozos de observación, fue posible para cada espaciamento tomar sitios simétricos con relación a la tubería de drenaje y considerando un comportamiento de error pequeño entre un sitio y otro, sacar la media aritmética para representar un perfil promedio de la superficie freática para cada caso estudiado.

3.1.2- Obtención de perfiles "calculados"

Se calcularon perfiles de la superficie freática para los casos estudiados ($L = 5, 10$ y 15 m.), utilizando las expresiones que se presentan en el capítulo II [(ec. 10) y las correspondientes de Herbert (ec. 22) y de Hooghoudt (ec. 14)]. En este proceso de cálculo fueron introducidos los dos conceptos indicados en el punto 2.1.4 (incisos a y b)

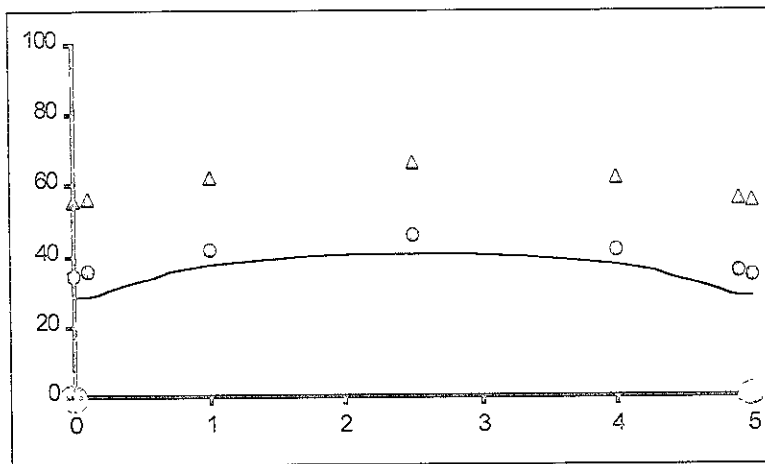
"L" (m)	r (m)	Q_e (l/s)	q (m/d)	P_d (m)	k (m/d)	No. de Drenes
5	0.05	6.08	3.75	2	20	7
10	0.05	6.00	4.32	2	20	3
15	0.05	6.06	2.91	2	20	3

Tabla # 7. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL CALCULO DE PERFILES DE LA SUPERFICIE FREÁTICA (Mesa de drenaje)

Los perfiles comparativos (experimentales vs calculados) correspondientes a la mesa de drenaje se presentan en las ilustraciones 10 a la 18.

NOTA: También se calculó el perfil freático con el valor físico de "D" que se tiene en la mesa de drenaje, (Ilustraciones # 12, 15 y 18).

CASO # 1. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES " L = 5 metros "



Este gráfico considera el concepto D_f

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

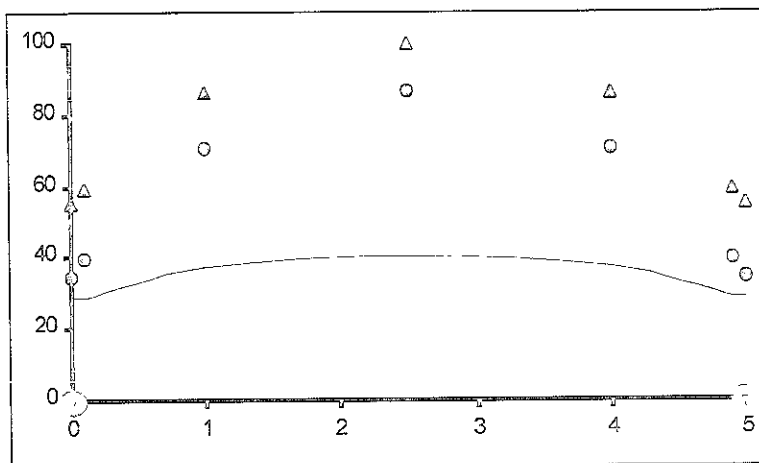
— perfil experimental

o perfil Herbert D_f

Δ perfil Hooghoudt D_f

○ dren

Ilustración # 10. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$ "



Este gráfico considera el concepto d utilizando la expresión 25.

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

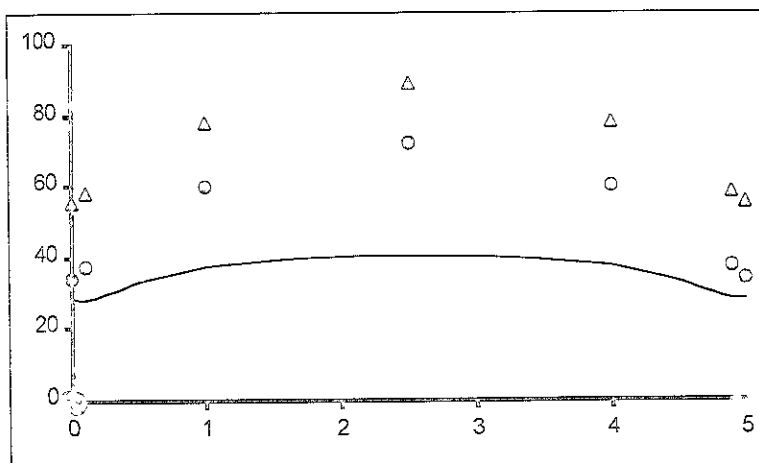
— perfil experimental

o perfil Herbert d

Δ perfil Hooghoudt d

○ dren

Ilustración # 11. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$ "



Este gráfico considera el valor real del parámetro D ; es decir, $D = 1m$

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

— perfil experimental

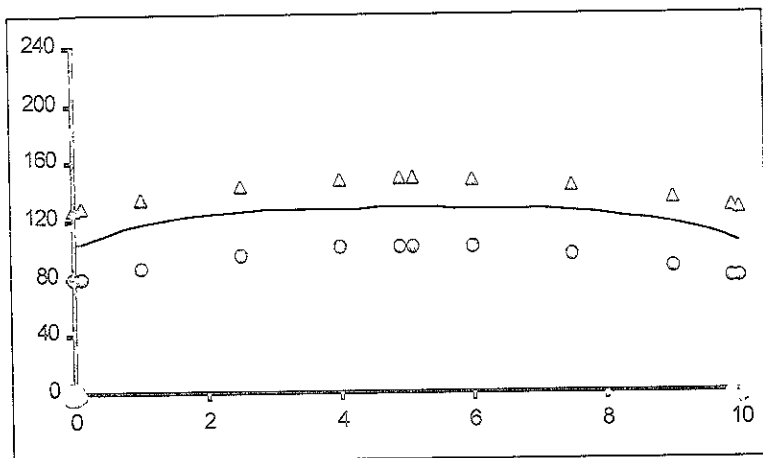
o perfil Herbert D_{fisico}

Δ perfil Hooghoudt D_{fisico}

○ dren

Ilustración # 12. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$ "

CASO # 2. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES " L = 10 metros "



Este gráfico considera el concepto D_f

eje X distancia interdren (m)

eje Y $hr + h$ (cm)

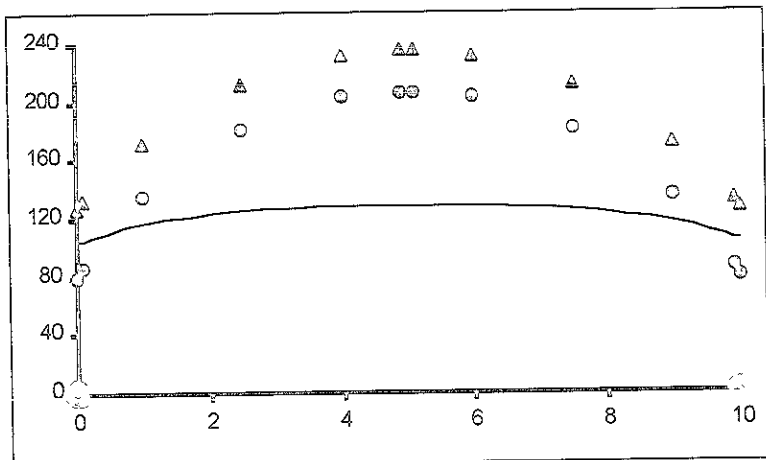
— perfil experimental

○ perfil Herbert D_f

△ perfil Hooghoudt D_f

○ dren

Ilustración # 13. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$ "



Este gráfico considera el concepto d utilizando la expresión 25.

eje X distancia interdren (m)

eje Y $hr + h$ (cm)

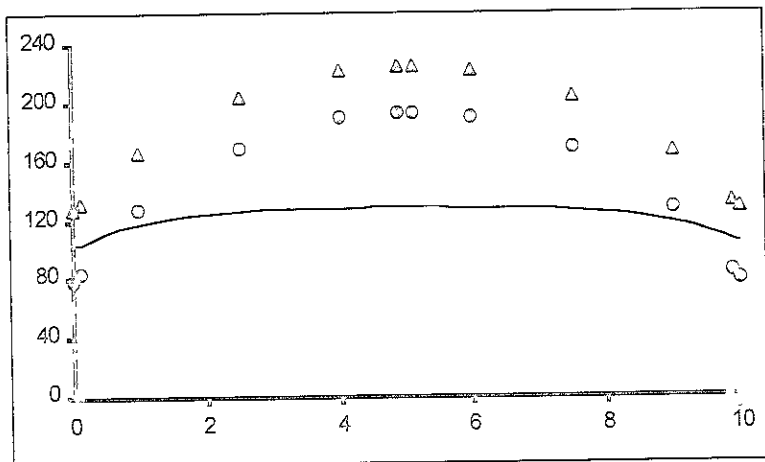
— perfil experimental

○ perfil Herbert d

△ perfil Hooghoudt d

○ dren

Ilustración # 14. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$ "



Este gráfico considera el valor real del parámetro D ; es decir, $D = 1m$

eje X distancia interdren (m)

eje Y $hr + h$ (cm)

— perfil experimental

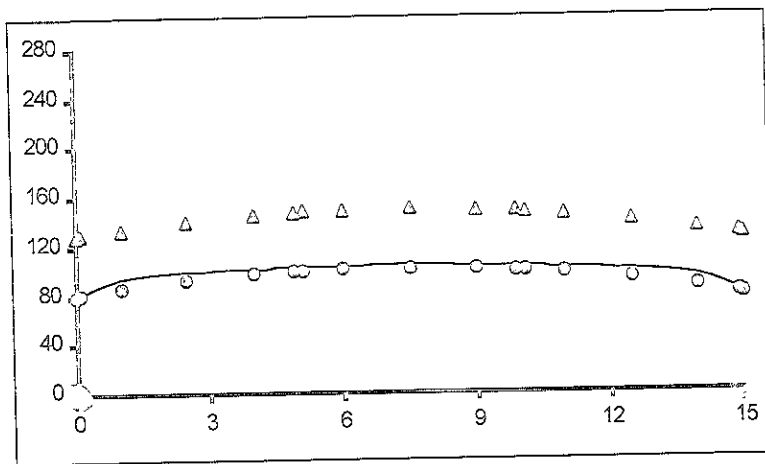
○ perfil Herbert $D_{físico}$

△ perfil Hooghoudt $D_{físico}$

○ dren

Ilustración # 15. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$ "

CASO # 3. ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES " L = 15 metros "



Este gráfico considera el concepto D_f

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

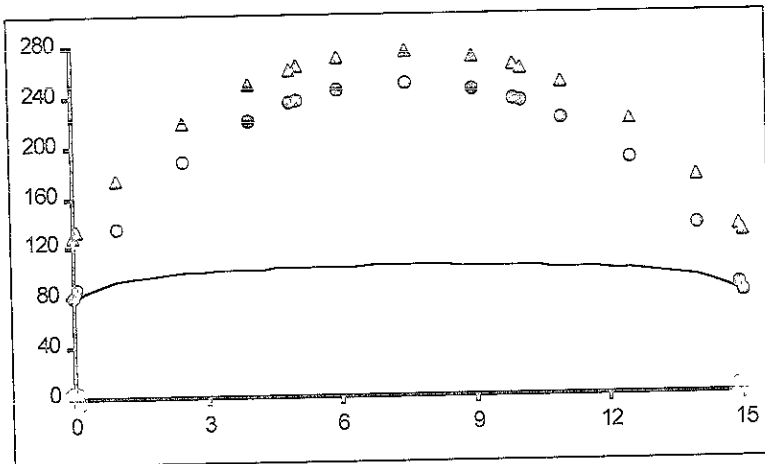
— perfil experimental

○ perfil Herbert D_f

△ perfil Hooghoudt D_f

○ dren

Ilustración # 16. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D_f$ "



Este gráfico considera el concepto d utilizando la expresión 25.

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

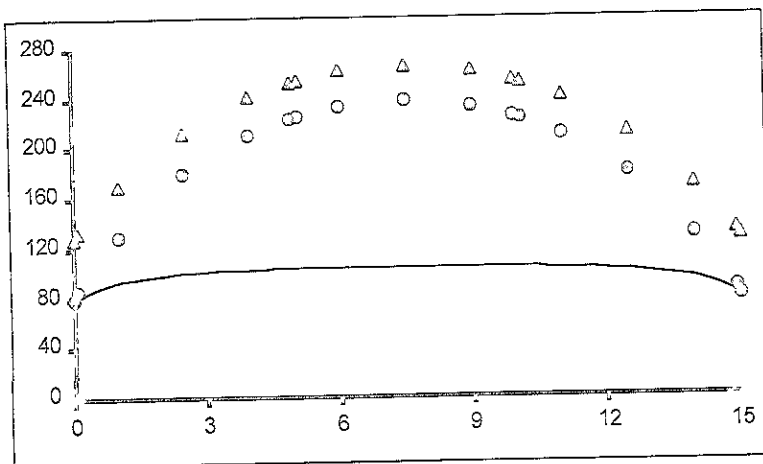
— perfil experimental

○ perfil Herbert d

△ perfil Hooghoudt d

○ dren

Ilustración # 17. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow d$ "



Este gráfico considera el valor real del parámetro D ; es decir, $D = 1m$

eje X distancia interdren (m)

eje Y $h r + h$ (cm)

— perfil experimental

○ perfil Herbert D_{fisico}

△ perfil Hooghoudt D_{fisico}

○ dren

Ilustración # 18. PERFILES " EXPERIMENTAL Y CALCULADOS (Ec. Herbert y Hooghoudt) con $D \rightarrow D=1m$ "

3.2.- Ejemplos de aplicación para calcular "L" utilizando la propuesta metodológica.

Ejemplo 1.

Con la finalidad de ilustrar la aplicación de la metodología que se propone, a continuación se presenta un ejemplo en donde se muestran los resultados obtenidos al utilizar los datos e información de las pruebas experimentales desarrolladas en la mesa de drenaje.

Pruebas	Datos					Resultados			
	r (m)	k (m/d)	p_a (m)	q (m/d)	p_c (m)	L (m)	h_r (m)	h_c (m)	h_m (m)
1 " L= 5 "	0.05	20	2	3.75	1.6	4.64	0.32	0.08	0.40
2 " L= 10 "	0.05	20	2	4.32	0.71	13.16	1.04	0.25	1.29
3 " L= 15 "	0.05	20	2	2.91	0.96	14.23	0.76	0.28	1.04

Tabla # 8. RESULTADOS OBTENIDOS CON LA SECUENCIA METODOLÓGICA (Mesa de drenaje).

Se puede observar que la separación entre drenes "L" obtenida para cada prueba es aceptable al compararla con la esperada de 5, 10 y 15 m. respectivamente para las 3 pruebas realizadas en la mesa de drenaje 1, 2 y 3.

Ejemplo 2.

En este caso se ilustra la aplicación utilizando la información, de una parcela productiva, reportada por Fuentes, et. al., 1998, la mencionada esta ubicada en el distrito de riego 076, Valle del Carrizo, Sinaloa, tiene un suelo de textura arcillosa y, el dato de la conductividad hidráulica saturada que se utilizó fue de $k = 0.35$ m/d en virtud de que es un valor obtenido directamente de pruebas de campo según informe interno del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Arroyo, et. al., 1993). En este caso la separación entre drenes obtenida es comparada con la separación del sistema de drenaje instalado en la parcela; es decir, $L = 50$ metros.

Días después del Riego	Datos					Resultados			
	r (m)	k (m/d)	P_a (m)	q (m/d)	P_c (m)	L (m)	h_r (m)	h_c (m)	h_m (m)
1	0.05	0.35	1.5	0.0168	0.065	45.15	1.17	0.27	1.44
5	0.05	0.35	1.5	0.0119	0.375	47.57	0.87	0.25	1.12
6	0.05	0.35	1.5	0.0091	0.565	50.78	0.71	0.22	0.93
7	0.05	0.35	1.5	0.0070	0.75	45.21	0.49	0.26	0.75
15	0.05	0.35	1.5	0.0027	1.25	52.31	0.21	0.04	0.25

Tabla # 8. RESULTADOS OBTENIDOS CON LA SECUENCIA METODOLÓGICA (Parcela productiva).

Con la finalidad de evaluar la bondad de la secuencia metodológica propuesta, también se presentan los perfiles calculados para diferentes condiciones después de un riego en la parcela productiva del Valle del Carrizo en donde la separación entre drenes es de $L=50$ m, para cual se utilizó la expresión (10) del capítulo II, la expresión (22) para obtener el dato de " h_r " y la expresión (23) para introducir el concepto de estrato ficticio.

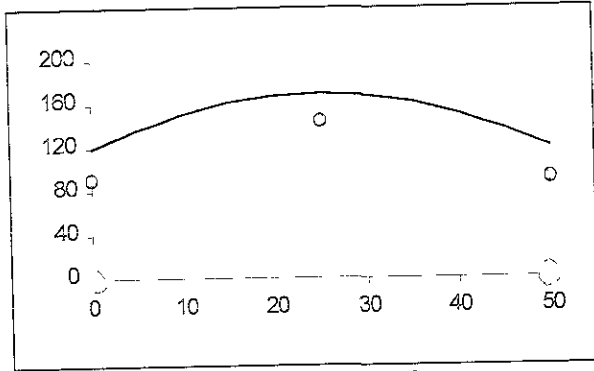


Ilustración # 19. 2 DÍAS DESPUÉS DEL RIEGO.

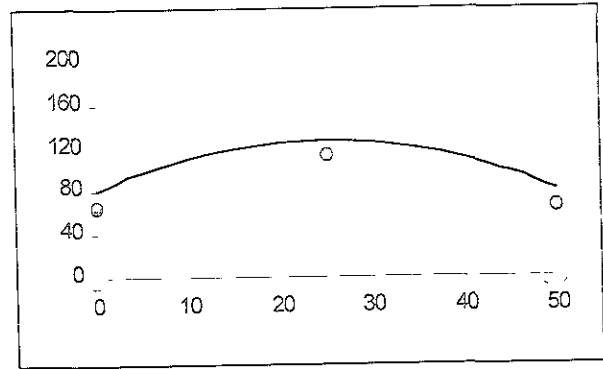


Ilustración # 20. 5 DÍAS DESPUÉS DEL RIEGO

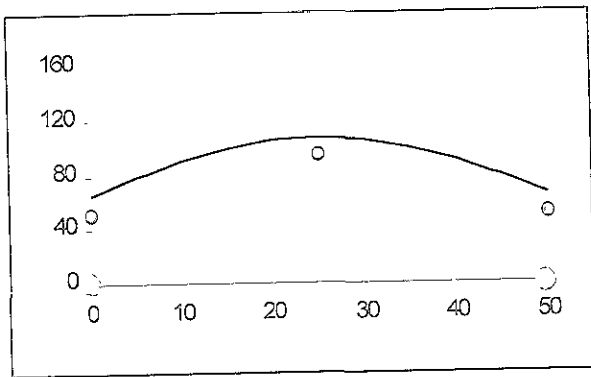


Ilustración # 21. 6 DÍAS DESPUÉS DEL RIEGO.

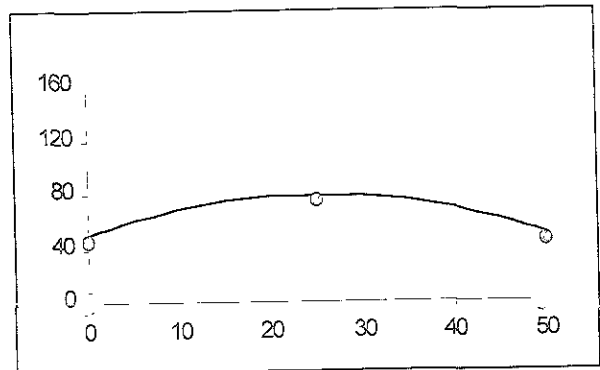


Ilustración # 22. 7 DÍAS DESPUÉS DEL RIEGO

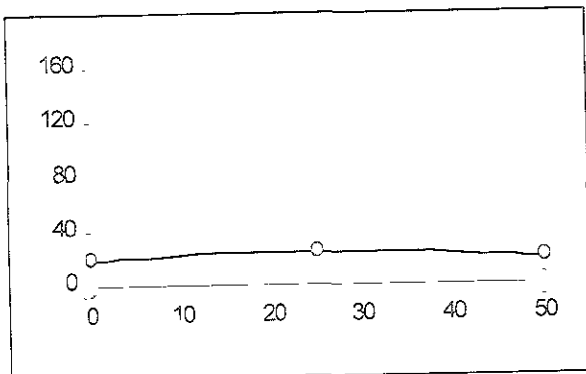


Ilustración # 23. 15 DÍAS DESPUÉS DEL RIEGO

Leyenda de las Ilustraciones 19-23

eje X : distancia interdrenes (m)

eje Y : $hr + h$ (cm)

○ : medición de campo para $X=0, 25$ y 50 m

— : perfil calculado

○ : dren



CAPITULO

IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se analizan los resultados obtenidos en el presente estudio { teórico-experimental }, con una motivación previa para verificar las expresiones de Hooghoudt y Herbert en la estimación de la carga inmediatamente sobre el dren, el comportamiento de la superficie freática y en el cálculo de la separación entre drenes.

4.1.- Análisis y discusión de resultados

En función de los resultados, se pueden comentar algunos puntos de bastante interés para la investigación del drenaje parcelario.

En la primera parte se enfocó el análisis al cálculo de perfiles de la superficie freática, con fórmulas que permiten determinar la carga inmediatamente sobre el dren " h_r " (propuesta de Hooghoudt y Herbert), mismas que son adaptadas a la ecuación de la "Elipse". Se comparan los perfiles calculados con los perfiles obtenidos experimentalmente para tres condiciones de separación entre drenes.

De la experiencia adquirida durante la fase experimental del estudio, se trabajó con una metodología para el cálculo de la separación entre drenes, probando la bondad de sus resultados en condiciones controladas (mesa de drenaje) y de campo (parcela productiva).

4.1.1.- Sobre la comparación de los Perfiles.

Antes de entrar al análisis de los perfiles es necesario comentar sobre los conceptos que se introdujeron en el proceso de cálculo con relación al parámetro " D ". Después de realizar una revisión sobre el mencionado parámetro, se concluyó que en la realidad es muy difícil determinarlo y dado que el estudio tiene un interés bastante práctico se introdujeron dos conceptos que responden a la dinámica del flujo de agua en un sistema de drenaje.

En el primer concepto " D_r " se hace la suposición de que un sistema de drenaje con drenes subterráneos debe responder y considerar fenómenos asociados a flujo radial hacia los drenes.

Considerando la región de flujo para el desarrollo de Hooghoudt y siguiendo el procedimiento de deducción que involucra la densidad de flujo (según Darcy) y la ecuación de continuidad, se puede obtener la ecuación que define el espaciamiento entre drenes para un suelo con drenes por encima de la capa impermeable:

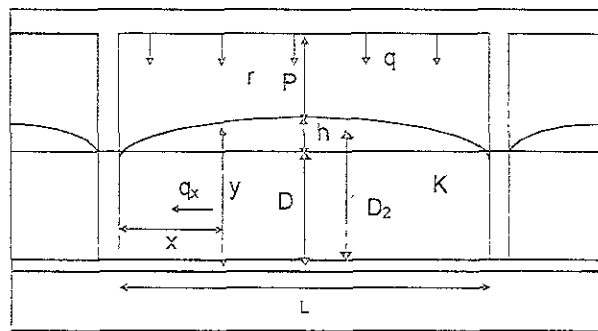


Ilustración # 24. REGIÓN DE FLUJO PARA LA ECUACIÓN DE HOOGHOUTT

$$y dy = \frac{q}{k} \left(\frac{L}{2} - x \right) dx \quad (31)$$

Integrando la ecuación (31) entre los límites $x=0, y=D; x=L/2, y=D+h$

$$\frac{y^2}{2} \Big|_D^{D+h} = \frac{q}{k} \left(\frac{L}{2} x - \frac{x^2}{2} \right) \Big|_0^{\frac{L}{2}} \quad (32)$$

Resolviendo para L :

$$L^2 = \frac{8KDh + 4Kh^2}{q} \quad (33)$$

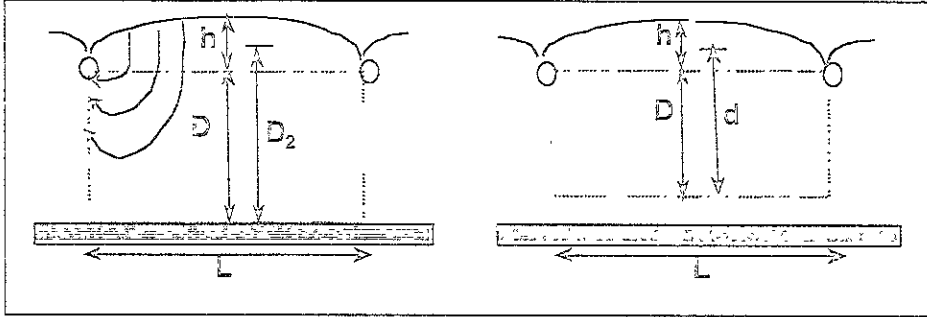


Ilustración # 25. CONVERSIÓN DEL MODELO REAL DE FLUJO HORIZONTAL Y RADIAL A UN MODELO FICTICIO EQUIVALENTE DE FLUJO HORIZONTAL.

D es un espesor que debe responder a la configuración de la posición de la superficie freática, por encima de los drenes, en este caso tomando a D como D_2 o D_p que es el espesor del que se ha hablado con anterioridad y a h por h_c :

$$L^2 = \frac{8KD_p h_c + 4Kh_c^2}{q} \quad (34)$$

Se obtiene para D_p :

$$D_p = \frac{L^2 q}{8kh_c} - \frac{h_c}{2} \quad (35)$$

En esta expresión está inmerso el concepto de estrato ficticio.

El segundo concepto " σ ", se apoya en la teoría de Hooghoudt, a partir del análisis de la carga total sobre los drenes, en donde se asume que esta carga es resultado de la suma de dos componentes debidas al flujo horizontal y radial; es decir:

$$h = h_h + h_r \quad (36)$$

donde:

$$h = \frac{L^2 q}{8kd} \quad \text{carga total} \quad (37)$$

$$h_h = \frac{L^2 q}{8kD} \quad \text{carga horizontal} \quad (38)$$

$$h_r = \frac{qL}{\pi k} \ln \frac{D}{\pi r} \quad \text{carga radial} \quad (39)$$

Por tanto la expresión para "h" es:

$$h = \frac{L^2 q}{8kD} + \frac{qL}{\pi k} \ln \frac{D}{\pi r} = \frac{L^2 q}{8kd} \quad (40)$$

Donde:

D= espesor real de la región de flujo por debajo del nivel de drenaje.

d= espesor del estrato para flujo horizontal equivalente al espesor real del acuífero con flujo horizontal y radial, valido en el análisis de sistemas de drenaje hacia drenes.

Al resolver para "d"

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{\pi r}} \quad (41)$$

Esta expresión considera el concepto de estrato equivalente.

Finalmente se utilizó el "D físico", D=1 m

Los resultados mostrados en las ilustraciones #10 a la #18 reflejan claramente que la ecuación de la "Elipse" adaptándole la ecuación de Herbert para determinar la carga sobre el dren " h_r ", es la que más se acerca a los valores experimentales y tiene la mayor consistencia para los tres casos estudiados (L=5, 10 y 15 mts.); sobre todo cuando se maneja el concepto de estrato ficticio.

Por otro lado, se observa que los resultados de los perfiles calculados con la ecuación de "Elipse" adaptándole la ecuación de Hooghoudt para determinar " h_r ", no son muy favorables al ser comparados con el perfil experimental. Aquí es importante poner atención en los perfiles calculados cuando se considera " D_f " en el calculo, porque la forma que adoptan es muy parecida a la del perfil experimental; sin embargo, el calculo de la " h_r " da un valor bastante superior que en los casos donde se utiliza la ecuación de Herbert.

También se puede mencionar que la introducción del concepto del estrato ficticio involucrado en la estimación de la variable " D_p ", tiene un efecto sobre la configuración de la superficie freática calculada, siendo la alternativa mas precisa con relación a lo medido en la mesa de drenaje y en la parcela productiva, bajo este contexto es importante considerar el presente análisis y propuesta de trabajo, en la medida que por el momento no se tiene una forma precisa de determinar físicamente el efecto del parámetro "D" tal y como lo consideran las ecuaciones tradicionales, e incluso se propone dar mayor crédito al estudio del mencionado espesor para evaluar su influencia y explicar el papel que tiene en las ecuaciones de diseño.

4.1.2.- Sobre el cálculo de "L" (ejemplos de aplicación).

El antecedente que se tiene en el diseño de sistemas de drenaje agrícola es que las fórmulas más utilizadas para el calculo de la separación entre drenes son, por una parte la de Hooghoudt (1940) para condiciones de régimen permanente y la de Glover Dumm (Dumm, 1954) para flujo transitorio {Fuentes *et al*, 1997}. No obstante, existen un sin número de expresiones y soluciones (analíticas y numéricas) que pueden ser usadas como herramienta de calculo, cada una de ellas con sus ventajas y desventajas que son producto de la forma en que son deducidas y desarrolladas.

El proceso de investigación en drenaje agrícola es y será siendo tan amplio y complejo en la medida en que no se encuentre una metodología de diseño que ofrezca una solución general para todas las situaciones presentes en campo, cosa que siendo realistas no se tendrá.

Por tanto, la gente encargada de diseñar sistemas de drenaje agrícola ha tenido que darse a la tarea de investigar y decidir ¿que herramienta? le puede ser de mayor utilidad para el diseño y que por supuesto satisfagan la relación funcionamiento -- costos de construcción, en forma eficiente.

Bajo este escenario, el trabajo propone una secuencia metodológica para determinar la separación entre drenes, la cual tiene como origen los resultados de una fase experimental previa, apoyada en un desarrollo analítico de ecuaciones que al estudiar el fenómeno en su conjunto deben combinarse y satisfacerse en forma simultánea.

Los resultados del ejemplo de aplicación # 1 (mesa de drenaje "suelo arenoso"), se observa que la separación entre drenes "L" obtenida con la secuencia metodológica para cada prueba es bastante aceptable cuando se compara con las esperadas:

"L" esperada	"L" calculada	Error relativo (%)
5	4.64	7.2
10	13.16	31.16
15	14.23	5.13

Tabla # 10. (%) DE ERROR RESPECTO AL ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES PARA LAS TRES PRUEBAS REALIZADAS EN LA MESA DE DRENAJE.

En este caso los resultados obtenidos son bastante convincentes para suponer que la metodología puede proporcionar información confiable de las variables involucradas en un sistema de drenaje parcelario

En el segundo ejemplo de aplicación (parcela productiva "suelo arcilloso") la separación entre drenes esperada, es de 50m.

"L" esperada	"L" calculada	Error relativo (%)
50	45.15	9.70
50	47.57	4.86
50	50.78	1.56
50	45.21	9.58
50	52.61	5.22

Tabla # 11. (%) DE ERROR RESPECTO AL ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES PARA LA PARCELA PRODUCTIVA UBICADA EN EL DISTRITO DE RIEGO 076 VALLE DEL CARRIZO, SINALOA.

Si bien existen algunas diferencias y un error relativo de "L", esto puede ser explicado ya que los datos de recarga "q" y la profundidad de la superficie freática al centro entre drenes "p_c", que corresponden a datos medidos en campo, fueron obtenidos bajo condiciones de flujo transitorio y por consecuencia no representan adecuadamente las condiciones de régimen permanente bajo las que son aplicables las fórmulas de diseño y en especial la metodología propuesta.

Sin embargo, por tratarse de un suelo arcilloso, en el que las velocidades del flujo son muy lentas, y por considerarse que la finalidad es la verificación y probar la bondad de una propuesta de diseño, los resultados son aceptados parcialmente.

Dado que la propuesta metodológica proporciona resultados satisfactorios, tanto para las condiciones en la mesa de drenaje (suelo arenoso) como en la parcela productiva del Distrito de riego 076 Valle del Carrizo, Sinaloa, México (suelo arcilloso), se recomienda poner atención en el uso de esta metodología para fines de investigación y prácticos en el diseño de sistemas de drenaje, sobre todo porque tiene un comportamiento aceptable para condiciones totalmente diferentes, mientras en la mesa de drenaje se tiene el sistema totalmente controlado, en campo no hay un control de las variables, además las características y/o propiedades del suelo donde se prueba la metodología están dentro de un rango bastante amplio de una "arena media" a una "arcilla".

Dado que el objetivo del estudio, es la determinación práctica de la separación entre drenes "L", es oportuno comentar que de las dos expresiones utilizadas para determinar la carga inmediatamente sobre los drenes (Hooghoudt y Herbert), la ecuación más precisa y más a fin a los resultados experimentales y de campo, es la Herbert. La ecuación de Hooghoudt tiende a sobre estimar la posición de la superficie freática, esto conlleva directamente a la obtención de espaciamientos más cortos, si en la realidad los niveles freáticos no son como supone la ecuación de Hooghoudt, se garantiza una eficiencia en el funcionamiento de los drenes; sin embargo, al manejar espaciamientos más cortos, el sistema se encarece a tal extremo de que se concluya que el proyecto no es rentable y por consecuencia no viable.



CONCLUSIONES

- ◇ Hasta la fecha el problema de drenaje agrícola en México ha crecido en proporción mayor que las soluciones que se aplican, el efecto directo de este problema reside en la disminución de la superficie cultivable. Esto se debe a la cada vez mayor presencia de terrenos inundados y/o terrenos ensalitrados, cuya repercusión afecta el abastecimiento de productos agrícolas hacia una población que cada día demanda más alimentos y por otro lado contribuye a un deterioro ambiental continuo.
- ◇ El proyecto de diseño de un sistema de drenaje considera una serie de variables y parámetros que son difíciles de obtener y en ocasiones incluso de definir, sobre todo cuando no se cuenta con información de trabajos anteriores dentro o cerca de la región de estudio. Ante esta dificultad los aspectos que toman mayor importancia, es la definición y selección apropiada de la ecuación que se utilizara para diseñar y la interpretación de los parámetros que involucra dicha ecuación.
- ◇ Los resultados obtenidos en este trabajo indican que la ecuación de Herbert, al utilizar la propuesta de " D_f ", se acerca en un grado bastante aceptable a los datos obtenidos experimentalmente.
- ◇ El espesor desde la capa impermeable hasta la posición de los drenes no es fácil de determinar en campo e incluso su interpretación en algunas fórmulas se basa en suposiciones e idealizaciones; por tanto es necesario estudiar este parámetro con mayor profundidad.
- ◇ La carga hidráulica sobre el dren, en el caso de utilizar la ecuación de Hooghoudt, es sobreestimada en una magnitud bastante considerable, lo que no sucede al utilizar la ecuación de Herbert, que al menos en los casos estudiados se aproxima a los valores experimentales.
- ◇ La secuencia metodológica propuesta para determinar la separación entre drenes, se recomienda considerarla para fines prácticos de diseño y de investigación, esta iniciativa es respalda por los resultados obtenidos para dos condiciones totalmente diferentes "mesa de drenaje" (suelo arenoso) y "parcela productiva" (suelo arcilloso).



RECOMENDACIONES

- ♦ Caracterizar y realizar un diagnóstico minucioso y a detalle de las causas que provocan los problemas de drenaje agrícola (mantos freáticos someros y zonas ensalitradas).
- ♦ Definir con la experiencia que se tenga la expresión más conveniente para realizar un diseño confiable, además analizar y determinar con la mayor precisión los parámetros que se encuentren dentro de la ecuación usada.
- ♦ En la medida de lo posible tratar de establecer un plan piloto (parcela experimental) con la finalidad de observar el comportamiento del sistema diseñado, antes de realizar una inversión que no responda a las necesidades del proyecto.
- ♦ De la experiencia adquirida en el presente estudio, se puede decir que es necesario estudiar más a fondo y con mayor énfasis la variación de la conductividad hidráulica en condiciones saturadas y no saturadas, dada la influencia que tiene en los cálculos que se hacen con la expresiones de diseño; por otro lado la carga sobre el dren requiere de mayor investigación para encontrar relaciones que permitan determinarla con mayor precisión. El parámetro del espesor desde la posición de los drenes hasta la capa impermeable conocido como "D", es algo que en este momento se debe interpretar y analizar claramente la influencia que tiene en el sistema de drenaje agrícola.
- ♦ Por la bondad que mostró la secuencia metodológica propuesta para la determinación de la separación entre drenes, se recomienda su uso, principalmente en el seguimiento de trabajos experimentales dentro de este enfoque de drenaje, y por supuesto trabajar con ella con datos medidos directamente en campo.



NOMENCLATURA

L = Espaciamiento entre tuberías de drenaje [m];

p_d = Profundidad de los drenes [m];

p_c = Profundidad de la superficie freática a la mitad de la distancia entre drenes [m];

Q_e = Gasto total que se suministra a la mesa de drenaje [lts/seg ó m^3 /seg];

Q_s = Gasto total que sale de la mesa drenaje (suma de la descarga en cada dren [l/s ó m^3 /s]);

h_m = Carga hidráulica total sobre el dren [m];

h_c = Carga hidráulica máxima debida al flujo de Darcy [m];

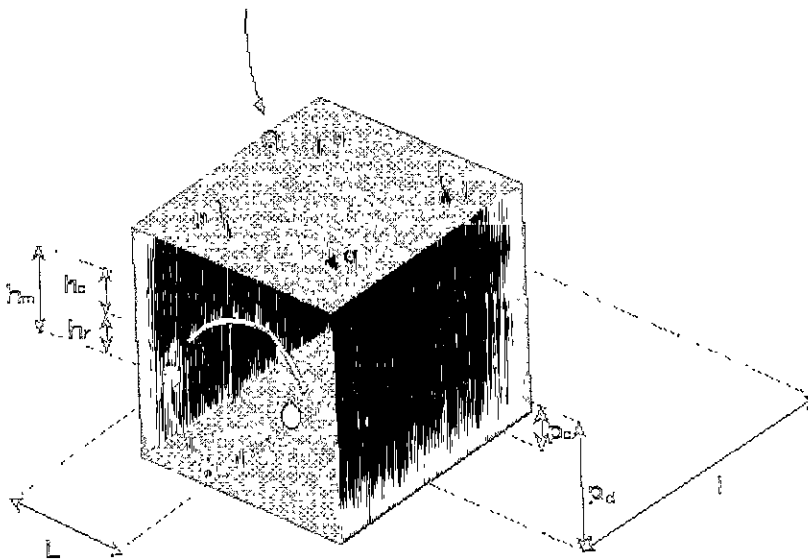
h_r = Carga hidráulica inmediatamente sobre el dren [m];

q = Descarga específica hacia de los drenes [m/día], $q = \frac{Q}{L \cdot l}$; Q = gasto descargado por dren [m^3 /día];

l = Longitud del dren o ancho de la mesa experimental [m];

k = Valor de la conductividad hidráulica [m/día];

D = Espesor desde la posición de los drenes hasta la profundidad del estrato impermeable, conocido espesor de la capa impermeable [m].





ANEXO



EL AGUA EN EL SUELO Y EL DRENAJE SUBTERRANEO

En este anexo se presenta en principio una revisión relacionada con el estado energético y movimiento del agua en el suelo, con esto se proporciona al lector información de la física del suelo en relación a la dinámica y procesos que tiene que ver con el flujo del agua en el suelo. Posteriormente, se abordan los aspectos más relevantes del drenaje parcelario, acotando esta parte para el drenaje subterráneo entubado, puesto que es la situación que se ha considerado en este estudio.

Por otro lado, se abordan los aspectos relacionados con el uso de las expresiones que se pueden utilizar para determinar la separación entre drenes parcelarios subterráneos, poniendo de manifiesto un panorama general de los parámetros que requieren ser considerados, e incluso estudiados con mayor detalle dada la importancia que tienen en las fórmulas de drenaje subterráneo parcelario.

1.- Flujo de agua en el suelo

1.1.- El agua en el suelo

El suelo está compuesto de partículas sólidas de muchas formas y tamaños, entremezcladas con espacios porosos que pueden llenarse con cantidades recíprocas variables de la solución del suelo (Ilustración # 26).

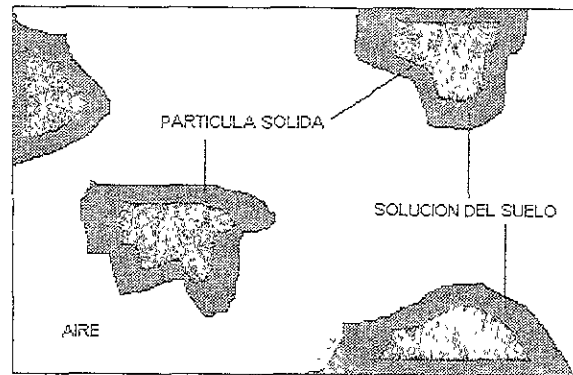


Ilustración # 26. DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE LAS FASES DEL SUELO

El suelo considerado como un sistema trifásico presenta las fases: sólida, líquida y gaseosa.

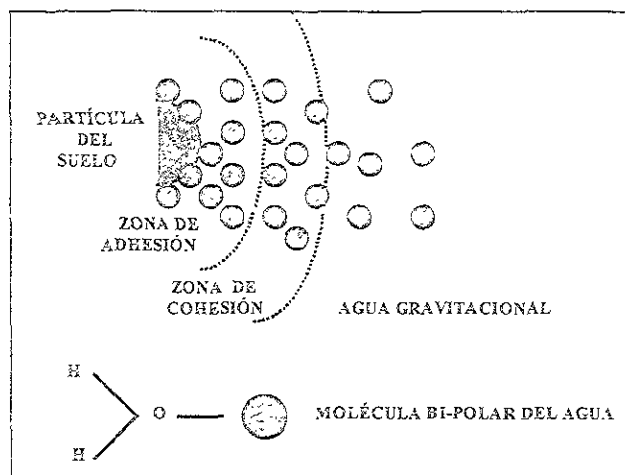
La fase sólida se encuentra dispersa y esta compuesta principalmente de partículas de varios minerales cuyo tamaño puede variar de milímetros a submicras. La condición dispersa de la parte sólida del suelo implica dos características esenciales: que sea un medio poroso y que tenga una superficie extensiva. La fase gaseosa es la parte que esta llena con cantidades recíprocas variables de agua y gas. La fase líquida es la parte del suelo que ha ocupado llenando con agua la parte porosa del mismo, también denominada solución del suelo.

1.2.- Contenido de agua en el suelo.

El agua es uno de los componentes más variables del suelo, su contenido cambia de un suelo a otro, dependiendo de las propiedades físicas que presenten, algunos parámetros que permiten conocer su contenido en el suelo (Gavande, 1991):

- 1.- Fracción de humedad del suelo = $\text{masa de agua} / \text{masa de agua} + \text{masa de suelo (sólidos)}$
- 2.- Porcentaje de humedad del suelo = $\{ \text{masa de agua} / \text{masa de suelo (sólidos)} \} * 100$
- 3.- Proporción de agua = $\text{volumen de agua} / \text{volumen aparente de suelo (volumen total)}$
- 4.- Densidad aparente del suelo = $\text{masa de suelo} / \text{volumen aparente del suelo (volumen total)}$.

Por otra parte, el agua que esta retenida o se mueve en los suelos se manifiesta de diferentes formas, siguiendo en general el proceso de: (1) penetrar, (2) drenar y, (3) quedarse en el suelo; de este último, una proporción puede ser aprovechada por las plantas y otra puede ser retenida en forma persistente en el interior del suelo. Este proceso permite distinguir diferentes tipos de agua: gravitacional, aprovechable y no aprovechable (Ilustración # 27).



Agua gravitacional. El movimiento de este tipo de agua es producto de la acción de la gravedad. No es retenida por el suelo o bien puede convertirse en agua capilar cuando se drena a capas de suelo no saturado

Agua capilar. Es aquella que queda retenida por las fuerzas de cohesión y de tensión superficial, como una película alrededor de las partículas y en los espacios capilares. El movimiento se da en cualquier dirección en la cual sea mayor la tensión superficial.

Agua higroscópica. Es la que se ha absorbido del vapor de agua atmosférica y está retenida en la superficie de las partículas por fuerzas de adhesión

Ilustración # 27. ZONAS Y TIPOS DE AGUA EN EL SUELO

Las fuerzas de adhesión son producto de la atracción eléctrica entre las partículas del suelo cargadas negativamente y las moléculas del agua, lo que produce una zona de adhesión. Las fuerzas de cohesión producen unión de moléculas de agua; es decir, existe atracción entre moléculas de agua a través de enlaces de hidrógeno (H). De la Ilustración # 27, la zona de adhesión define el agua no aprovechable, la zona de cohesión del agua aprovechable y fuera de estas se encuentra el agua gravitacional.

Otros autores ilustran lo anterior indicando que el agua rodea a las partículas del suelo como una película y que a medida que el espesor de ésta aumenta, la fuerza de retención es menor.

1.3.- Energía del agua en el suelo.

El agua queda retenida o bien se mueve en los suelos dependiendo del nivel energético que tenga, siendo menor conforme actúan las fuerzas de cohesión y de adhesión.

El agua retenida en el suelo y en los espacios capilares por las fuerzas de atracción en la interfase sólido-líquido, se libera en el momento en que las fuerzas de remoción de agua excedan a las de retención [Gavande, 1991].

1.4.- Potencial del agua en el suelo.

Se puede considerar que la energía del agua en el suelo es principalmente energía potencial, y que la energía cinética es tan pequeña que se puede considerar despreciable en este fenómeno. Por tanto, el potencial del agua del suelo es una medida de la energía disponible y se define como " el trabajo que es requerido para mover o transportar una unidad de agua desde un estado de referencia, donde el sistema se encuentra en equilibrio", (el potencial toma un valor de cero) hasta el punto bajo consideración (donde el potencial tiene un valor definido) [Groenevelt and Kijine, 1979.]

Es importante mencionar que lo que interesa no es tener un valor absoluto de la energía potencial del agua, sino un nivel relativo de esa energía en diferentes regiones del suelo, el cual puede ser llamado potencial del suelo.

Aslyng define La energía potencial - potencial del suelo – como la cantidad total de trabajo por unidad de masa de agua, necesario para transportar en forma reversible e isotérmica una cantidad infinitesimal de agua pura de un depósito a determinada altura y a presión atmosférica a un punto dentro del suelo.

El potencial del agua en el suelo comprende varias componentes, debido a que se presentan diferentes tipos de energía del agua en el suelo resultado de las fuerzas que actúan sobre las moléculas de agua. Tales fuerzas son causadas por los siguientes fenómenos:

- ⊗ atracción que ejerce sobre el agua la matriz sólida del suelo (potencial mátrico);
- ⊗ la presencia de solutos en el suelo (potencial osmótico);
- ⊗ por la posición respecto a un nivel de referencia (potencial gravitacional) y;
- ⊗ por la acción de presiones externas (potencial de presión).

El potencial total del agua del suelo puede expresarse por la suma de las contribuciones individuales de estas fuerzas, mediante la expresión:

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m + \psi_o + \psi_p + \dots \dots \dots \quad (42)$$

Donde:

- ψ_t = potencial total
- ψ_g = potencial gravitacional
- ψ_m = potencial mátrico
- ψ_o = potencial osmótico y
- ψ_p = potencial de presión.

1.5.- Movimiento del agua en el suelo.

Si existe diferencia de potencial del agua entre dos puntos dentro de la masa de suelo, el desequilibrio energético provoca movimiento desde la zona con mayor potencial hasta la zona con menor potencial.

1.5.1.- Movimiento del agua en suelos saturados.

El movimiento del agua en el suelo saturado es más fácil de comprender y de describir matemáticamente que el movimiento en un suelo no saturado, porque en general el término de almacenamiento permanece constante y la velocidad de flujo es directamente proporcional a la fuerza impulsora.

Ley de Darcy

La Ley de Darcy, dice que en un suelo saturado el agua se mueve en dirección de la disminución de presión hidráulica, con una velocidad directamente proporcional a la diferencia de potencial total entre dos puntos, y la conductividad hidráulica del suelo e inversamente a la distancia entre los dos puntos.

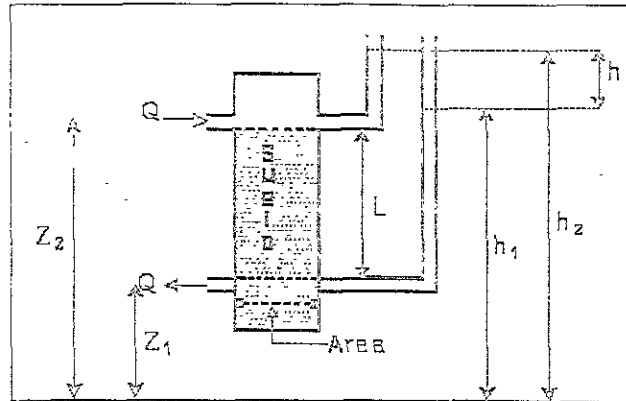


Ilustración # 28 . DIAGRAMA DEL EXPERIMENTO DE Darcy, 1856

En la Ilustración # 28, se muestra esquemáticamente el experimento de Darcy con propósitos analíticos. Un medio filtrante homogéneo, de altura "L" y área transversal, se percola con agua. En las partes superior e inferior del filtro se han colocado tubos abiertos de manómetro. El líquido sube a "h₂" y "h₁", sobre el plano de nivel seleccionado. La cantidad o volumen de agua "V" que fluye hacia el interior del filtro, durante un intervalo de tiempo dado, es igual a la cantidad que fluye hacia el exterior durante el mismo intervalo. En este caso, la Ley de Darcy se expresa como:

$$Q = \frac{V}{t} = -kA \frac{h_2 - h_1}{z_2 - z_1} = -kA \frac{h}{L} = -kiA \quad (43)$$

La constante de proporcionalidad "k" conocido como la conductividad hidráulica a saturación con dimensiones [LT⁻¹], depende de las propiedades del fluido y del medio poroso homogéneo. El signo menos indica que el flujo es en dirección opuesta a la de "h" creciente.

1.5.2.- Movimiento del agua en suelos no saturados.

El agua puede moverse a través del suelo en fase líquida o gaseosa. El flujo de agua en suelos no saturados es más complicado y difícil de describir ya que ocasiona cambios en el estado y contenido de humedad del suelo. Estos cambios infieren relaciones complicadas entre la variación del contenido de humedad, la succión y la conductividad hidráulica.

Para el estudio del movimiento de agua en suelos no saturados también se propone hacer uso de la Ley de Darcy, la cual considera que la descarga volumétrica "Q", definida como el volumen "V" que fluye a través de una columna de suelo en un tiempo t, es directamente proporcional al área transversal y a la caída del potencial total " $\Delta\psi_t$ ", e inversamente proporcional a la longitud L de la misma columna, es decir:

$$Q = \frac{V}{t} \propto \frac{-\Delta\psi_t}{L} \quad (44)$$

El término $\frac{\Delta\psi_t}{L}$ se denomina gradiente de potencial; que es la fuerza motriz del flujo a la descarga específica $\frac{Q}{A}$ denominada densidad de flujo, identificado este como "q".

Por tanto, la densidad de flujo es proporcional al gradiente de potencial:

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{V}{At} \propto \frac{\Delta\psi_t}{L} \quad (45)$$

La expresión anterior, también supone el factor de proporcionalidad k y la expresión queda de la siguiente manera:

$$q = -k \frac{\Delta\psi_t}{L} \quad (46)$$

Esta ecuación se conoce como la Ley de Darcy {Darcy,1856}, la cual fue deducida y es utilizada para estudios de flujo en medios porosos saturados y que fue modificada por Richards en 1931 {Richards,1931} con la consideración de que la conductividad hidráulica es una función del potencial mátrico $K=K(\psi)$.

La expresión más generalizada para q dada la variabilidad de la conductividad respecto al espacio y al contenido de humedad es la propuesta por Slichter {Slichter, 1899}; que representa la ecuación de Darcy en forma diferencial:

$$q = -K(\psi) \nabla \psi_t \quad (47)$$

Desarrollando el operador del gradiente para las direcciones "x" y "z" en un sistema cartesiano (coordenada horizontal y vertical) respectivamente y suponiendo que el potencial total es función del potencial gravitacional (posición z) y de otro término de potencial correspondiente al potencial mátrico; es decir, $\psi_t = z + \psi$, se tiene:

$$q = -K(\psi) \left[\frac{\partial}{\partial x} (\psi) \right] - K(\psi) \left[\frac{\partial}{\partial z} (\psi) + 1 \right] \quad (48)$$

La ecuación (48) describe el flujo en medios porosos no saturados, en 2 dimensiones.

2.- Drenaje subterráneo.

Los sistemas de drenaje subterráneo tienen por objeto controlar la posición de la capa freática, de forma tal que los balances de agua y de las sales en la zona radicular sean favorables para los cultivos. Estos sistemas en el campo constan de una red de drenes horizontales paralelos que desaguan en colectores a través de una tubería de salida.

Los drenes instalados en una parcela, captan el flujo del agua freática; los colectores conducen el caudal de drenaje, a través de la red principal, hasta la estructura de salida, que puede ser una compuerta o una estación de bombeo {Martínez B.,1986}.

El diseño de sistemas de drenaje subterráneo involucra bastantes actividades y pasos que se deben realizar y seguir cuidadosamente; por ejemplo, diseñar el sistema en planta y en perfil, realizar los cálculos hidráulicos y por supuesto hacer la estimación de los costos con la finalidad de evaluar si el proyecto de drenaje es económicamente viable. A continuación se presenta una tabla resumida de las actividades que se deben considerar en el diseño de un sistema de drenaje.

PANORAMICA DEL DISEÑO DEL DRENAJE PARCELARIO			
Diseño en planta	Diseño en perfil	Cálculos hidráulicos	Estimación de costos
<ul style="list-style-type: none"> ◊ Profundidad de los drenes ◊ Espaciamiento entre drenes (fórmula de cálculo). ◊ Ubicación de drenes ◊ Ubicación de colectores y de registros de inspección 	<ul style="list-style-type: none"> ◊ Red de drenes ◊ Red de colectores ◊ Red de drenaje abierto 	<ul style="list-style-type: none"> ◊ Gasto de drenes y colectores ◊ Capacidad de conducción de drenes y colectores. ◊ Velocidad del agua en drenes y colectores 	<ul style="list-style-type: none"> ◊ Drenaje entubado ◊ Colectores ◊ Construcción e instalación. ◊ Equipo y materiales para el control del funcionamiento.

Tabla # 12. ACTIVIDADES DE UN DISEÑO DE DRENAJE SUBTERRANEO PARCELARIO

2.1.- Parámetros del drenaje subterráneo (Diseño del sistema)

Los principales parámetros que definen a un sistema de drenaje subterráneo son: la profundidad de los drenes " p_d ", el espaciamiento entre drenes " L ", el radio de la tubería " r ", el parámetro " D ", los materiales envolventes de la tubería y por supuesto las características hidrodinámicas del suelo en especial la conductividad hidráulica a saturación. Además, es necesario definir apropiadamente la pendiente y longitud de los drenes.

2.1.1.- Profundidad de los drenes " p_d "

La profundidad mínima es lo más importante al iniciar un diseño, depende fundamentalmente de las necesidades agronómicas respecto a la profundidad del nivel freático, su valor es diferente para zonas áridas que para zonas húmedas. Suponiendo condiciones de régimen permanente la profundidad de los drenes queda definida como:

$$p_d = p + h \quad (49)$$

Las variables p_d , p y h se indican en la ilustración # 29:

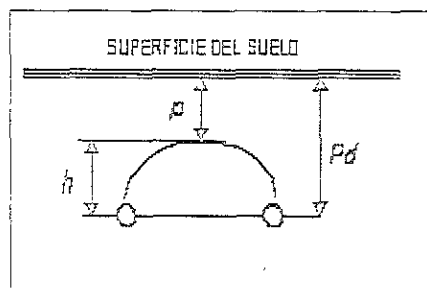


Ilustración # 29 . PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LOS DRENES

La separación entre drenes y su profundidad dependen entre si: cuanto más profundo es el nivel de drenaje mayor es el espaciamiento y por tanto menor la densidad de drenaje.

2.1.2.- Espaciamiento entre drenes " L "

Una vez definida la profundidad mínima del nivel freático " p ", el espaciamiento entre drenes " L ", es el siguiente parámetro a obtener. Existen bastantes ecuaciones para calcular " L ", su uso dependen principalmente de las condiciones de campo, de la información con que se cuenta y de los criterios a considerar (régimen permanente y régimen variable)

En la mayoría de los casos se utilizan ecuaciones que suponen régimen permanente, que relacionan las características hidráulicas de la región de flujo; y en general son deducidas a partir de la Ley de Darcy y del balance de masas. Por ejemplo, para un sistema de drenaje en donde el medio es uniforme e isotrópico, con un hidroapoyo definido (estrato impermeable) a cierta profundidad a partir de la posición de los drenes y, suponiendo régimen permanente se pueden citar las ecuaciones de la tabla # 13, que son validas solo para las condiciones que se mencionan:

Expresión	Propuesta por	Observaciones
$L = \sqrt{\frac{8kDh + 4kh^2}{q}}$	Hooghoudt	Fue deducida inicialmente para el caso de flujo hacia dos zanjas, las cuales llegan hasta el estrato impermeable. Las líneas de corriente convergen al nivel del agua en las zanjas y se supone solamente flujo horizontal. [Martínez, B., 1986].
$L = \sqrt{\frac{8k_o dh + 4k_a h^2}{q}}$ <p>donde:</p> $d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$	Hooghoudt	Es la expresión generalizada de Hooghoudt, considera flujo hacia drenes suponiendo que además del flujo horizontal existe flujo radial en la región cercana a los drenes, por tanto introduce un factor de cálculo "d", el cual se denomina espesor del estrato equivalente (es el espesor para flujo horizontal equivalente al espesor real del acuífero con flujo horizontal y radial). Además, la ecuación se utiliza para el caso de un suelo estratificado, donde la ubicación de la línea de los drenes coincide con el límite entre ambos estratos. [Martínez, B., 1986].
$L = \sqrt{\frac{8kdh}{q}}$ <p>Donde:</p> $d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$	Hooghoudt	Se dedujo considerando que la carga total sobre los drenes, es producto de la suma de dos componentes de carga, una debida a flujo horizontal y la otra al flujo radial. Es similar a la deducida por Hooghoudt para el caso de zanjas que alcanzan la capa impermeable, pero el espesor medio de la región de flujo "D" es sustituido por el factor de cálculo "d", que es función de "D, L y r" [Martínez, B., 1986].
$L = \sqrt{\frac{[8kD + 4k(h+h_r)](h-h_r)}{q}}$	Hooghoudt	Es la ecuación de Hooghoudt, en términos de la carga sobre el dren (h_r); en ella se utiliza el espesor real del acuífero y no el espesor del estrato equivalente. [Fipps and Skaggs 1991].
$L = \sqrt{4 \frac{k}{q} [H_c^2 - (D+h_r)^2]}$ <p>Donde:</p> $h_r = \frac{qL}{4\pi K} \ln 0.5 \frac{D}{r}$	Herbert	La expresión es propuesta por Herbert para flujo hacia drenes. Considera carga sobre el dren (h_r). Esta carga es producto de la resistencia al flujo por efecto de tener en la región cercana a los drenes flujo radial. [Miles and Kitmitto, 1989]

Tabla # 13. EXPRESIONES QUE PERMITEN CALCULAR EL ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES.

Al respecto se debe mencionar la existencia de otros esquemas que exigen manejar otras expresiones de calculo de "L", en este caso interesa considerar el esquema y condición mencionada con anterioridad. Se recomienda revisar el Manual de Drenaje Parcelario de los Distritos de Riego, editado por la universidad Autonoma Chapingo (1994), para obtener mayor información de otros esquemas que representan diferentes condiciones de campo.

De manera complementaria en la tabla 14 se presenta esquemáticamente la representación de cada uno de las variables que intervienen en las ecuaciones de la tabla 13.

EXPRESIÓN	ESQUEMAS PARA LAS EXPRESIONES
<p>1</p> $L = \frac{8kDh + 4kh^2}{q}$ <p>siendo $r = q$</p>	
<p>2</p> $L = \frac{8k_b dh + 4k_a h^2}{q}$ <p>donde:</p> $d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$	
<p>3</p> $L = \sqrt{\frac{8kdh}{q}}$ <p>Donde:</p> $d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}}$	
<p>4</p> $L = \sqrt{\frac{[8kD + 4k(h+h_r)](h-h_r)}{q}}$	
<p>5</p> $L = \sqrt{4 \frac{k}{q} [H_s^2 - (D+h_r)^2]}$ <p>donde:</p> $h_r = \frac{qL}{4\pi K} \ln 0.5 \frac{D}{r}$	

Tabla # 14. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS VARIABLES DE ECUACIONES DE DRENAJE

Los 5 casos consideran suelo homogéneo e isotrópico, régimen permanente y con un estrato impermeable por debajo de los drenes.

2.1.3.- Radio de la tubería de los drenes "r".

La importancia del radio de los drenes radica en que tiene que ver con la capacidad que tiene la tubería para desalojar el agua en exceso. Donnan (1967) propone algunas reglas generales para calcular el tamaño de la tubería [Gavande, 1991]:

- 1.- Las líneas laterales por lo menos deben de ser 10 centímetros de diámetro ($r = 5$ cm)
- 2.- Si el dren lateral excede de 400 m., usar un tubo con un diámetro mayor >12 cm ($r > 6$ cm).
- 3.- El diámetro del tubo principal o colector principal debe de ser de más de 15 cm ($r = 7.5$ cm).
- 4.- El diámetro del colector principal, cuando recibe el drenaje lateral de más de 5000 metros lineales debe de ser 20 cm ($r = 10$ cm).

2.1.4.- Filtros o materiales envolventes de los drenes.

Envoltura, este término se emplea para designar cualquier material distinto de la tierra natural, se coloca encima o alrededor del tubo de drenaje, puede rodearlo por completo o parcialmente. La envoltura puede ser denotada más específicamente por términos como:

Filtros.- Envoltura colocada alrededor del tubo de drenaje, con la finalidad de evitar que penetren en él las partículas finas de tierra. El filtro rodea casi siempre por completo al tubo y tiene un espesor de 5 cm.

Contorno.- Envoltura puesta encima del tubo de drenaje, para mejorar las características de admisión de agua.

Los filtros tienen el propósito de impedir la entrada a la tubería de partículas de suelo que puedan azolarla. Los filtros más usados en las zonas de riego son de grava y arena, que generalmente tienen un espesor de 8 a 10 centímetros alrededor de los tubos.

Diámetro de partículas, mm	Límites para envolturas de grava y arena (Diámetro de partículas, mm)											
	Límites inferiores (% que pasa)						Límites superiores (% que pasa)					
	100	60	30	10	5	0	100	60	30	10	5	0
0.02—0.05	9.52	2.0	0.81	0.33	0.3	0.074	38.10	10.0	8.7	2.5	--	0.059
0.05—0.10	9.62	3.0	1.07	0.38	0.3	0.074	38.10	12.0	10.7	3.0	--	0.059
0.10—1.00	9.62	4.0	1.30	0.40	0.3	0.074	38.10	15.0	13.1	3.8	--	0.059
	9.52	5.0	1.45	0.42	0.3	0.074	38.10	20.0	17.3	5.0	--	0.059

Tabla # 15 RELACIÓN ENTRE EL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO Y DEL MATERIAL ENVOLVENTE (Martínez Beltrán, 1986)

Actualmente, los drenes de plástico se pueden conseguir con filtro de poliéster, comúnmente llamado calcetín o camisa. Sin embargo, en la práctica uno puede recurrir a un gran número de materiales filtrantes, como indica en el cuadro siguiente:

Material filtrante	Experiencia	Duración esperada
1.- Materiales voluminosos (espesor > 1 mm)		
1.1.- Materiales orgánicos	Mucha	Corta a moderada
Fibra de coco 750 gr/m ²	Mucha	Corta a moderada
Fibra de coco 1000 gr/cm ²	Mucha	Moderada
Mezcla fibra de coco y turba		
Fibra de turba		
1.2 - Materiales sintéticos (geotextiles)	Mucha	Moderada
Fibra de polipropileno	Moderada	Larga
Gránulos de poliestireno en lamina de Plástico perforada.	Moderada	Larga
Gránulos de poliestireno en red sintética		
2.- Materiales laminares (espesor < 1 mm)	Ninguna	Larga
2.1.- Material mineral		
Lámina de fibra de vidrio		
2.2.- Material sintéticos (geotextiles)	Mucha (localmente)	Larga
Trenzado de poliamida (25 g/m ³)	Moderada (localmente)	Larga
Trenzado de polipropileno (70 g/m ³)	Poca	Larga
Malla de poliester o poliamida	poca	Larga

Tabla # 16. MATERIALES FILTRANTES (Martínez Beltrán, 1986)

2.1.5.- Espesor del acuífero (desde la capa impermeable a la posición de los drenes)

La profundidad de las distintas capas del suelo se determina mediante investigaciones de campo, la influencia de las capas depende de su profundidad y conductividad hidráulica, los estudios de drenaje agrícola se basan en teorías que suponen un flujo radial en la vecindad del tubo de drenaje. La ilustración # 30, muestra el flujo "horizontal" de agua subterránea y el "radial" cercano al dren.

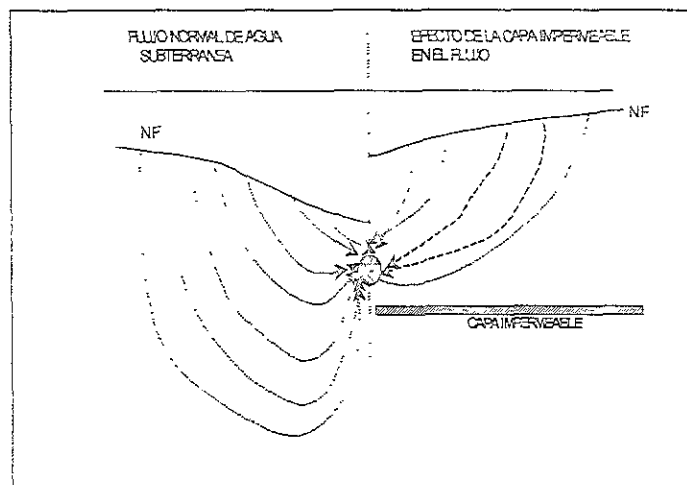


Ilustración # 30 . TRAYECTORÍA DE LA LÍNEAS DE FLUJO NORMAL DE AGUA SUBTERRANEA EN UN SUELO PROFUNDO Y EL CASO DE QUE EL TUBO DE DRENAJE SE UBICA CERCA DE LA CAPA IMPERMEABLE (nótese la diferencia de altura del nivel freático con el mismo flujo). Tomada de Dieleman (1979), pag14.

Si alguna capa posee un valor de conductividad hidráulica inferior al 1/10 del que tiene una capa que esté por encima de ella, puede considerarse como capa impermeable la capa de abajo. Para una fácil evaluación teórica, es recomendable que no existan capas impermeables a un nivel más alto que el correspondiente a unos 50 centímetros por debajo del tubo de drenaje. Incluso entonces habría algún efecto de la capa sobre el flujo radial, [Dieleman, 1979].

2.2.- Características hidrodinámicas de los suelos.

Las características del suelo son el principal factor del rendimiento de la tubería de drenaje, entre los factores edafológicos que influyen en el drenaje se pueden citar: la uniformidad del suelo; la distribución del tamaño de las partículas, la conductividad hidráulica; la estabilidad del suelo frente al agua; el índice de infiltración y las propiedades químicas, Dieleman (1979).

2.2.1.- Uniformidad

Esta característica es importante al considerar que la uniformidad del suelo abarca e involucra varias propiedades y/o condiciones del suelo que en la práctica generalmente no se encuentran del todo homogéneas; por ejemplo, la topografía de la superficie debe ser especialmente uniforme, así como la profundidad hasta cualquiera de las capas impermeables. La uniformidad del suelo también considera textura y estructura del suelo.

Se recomienda realizar un examen inicial de determinación de la uniformidad mediante calicatas y sondeos con barrena, es aconsejable una calicata por cada 10 hectáreas y una perforación con barrena por hectárea [Dieleman, 1979].

2.2.2.- Distribución del tamaño de las partículas

La importancia de la distribución del tamaño de las partículas reside en que cada constituyente granulométrico del suelo aporta con sus propiedades, sus buenas cualidades y defectos, que dependen de sus dimensiones y naturaleza. La proporción relativa de los tamaños de varios grupos de partículas de un suelo, es lo que se denomina textura, que representa el contenido centesimal de los elementos minerales constitutivos del suelo: arenas gruesas, arenas finas, limos y arcillas. Mediante un análisis mecánico o granulométrico se determina el porcentaje de sus diversos constituyentes. Es importante mencionar que en campo con frecuencia y sobre todo la gente con experiencia realiza la determinación mediante el tacto.

Existen diversos sistemas de clasificación de las partículas del suelo, según el diámetro que presentan y de esta forma determinar su clase textural, las más conocidas son:

Fracción del suelo	USDA (diámetro en mm)	S.I.C.S. (diámetro en mm)
Arena	2.00 - 0.05	2.0 - 0.02
Limo	0.05 - 0.002	0.02 - 0.002
Arcilla	0.002	0.002

Tabla # 17 CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO SEGÚN LOS SISTEMAS DEL DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DE LOS ESTADOS UNIDOS Y DE LA SOCIEDAD INTERNACIONAL DE LA CIENCIA DE L SUELO (León 1994, pag. 45)

La textura del suelo se expresa por los nombres que se encuentran en el triángulo de texturas. Los nombres de las clases de suelos básicamente consisten en los términos: arena, limo, arcilla y migajón o franco, usados ya sea como nombres y/o adjetivos.

2.2.3.- Conductividad hidráulica (a saturación)

La conductividad hidráulica puede definirse como la velocidad del agua dentro de la masa del suelo bajo un gradiente unitario. Esta situación idealmente se presenta durante infiltración prolongada en suelos homogéneos e isotrópicos profundos y con manto freático también profundo. Por esta razón en tales casos la denominada velocidad de infiltración básica puede considerarse como un estimador de la conductividad hidráulica. Si los suelos no son homogéneos e isotrópicos la velocidad de infiltración básica es aproximadamente igual a la componente vertical de la conductividad hidráulica. La conductividad tiene unidades de velocidad y su valor puede variar desde 0.001 m/día, en suelos arcillosos compactos, hasta valores mayores de 10 m/día en suelos arenosos. La variación de la conductividad hidráulica en un suelo alcanza valores de un orden considerable, y es frecuente que la gama de variación abarque desde un valor de x hasta $10x$.

La conductividad hidráulica puede ser determinada in-situ a través de diversos métodos según sean las necesidades. (ver anexo B).

Textura	Porosidad efectiva (%)	Conductividad hidráulica (m/d)
Arcillosa Franco arcillosa pesada	1 - 2	0.05
Arcillosa Franco arcillosa Arcillo limosa Franco arcillo arenosa	1 - 3	0.05 - 0.1
Arcillosa Arcillo limosa Arcillo arenosa Franco arcillosa Franco arcillo arenosa Franco limosa Limosa	3 - 8	0.1 - 0.5
Franco arcillosa ligera Limosa Franco limosa Franco arenosa muy fina Franca	6 - 12	0.5 - 1.5
Franco arenosa fina Franco arenosa	12 - 18	1.5 - 3.0
Arenosa franca Arenosa fina	18 - 22	3.0 - 6.0
Arenosa media	22 - 26	> 6
Arenosa gruesa Grava	26 - 35	> 6

Tabla # 18. VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA Y POROSIDAD EFECTIVA CON RELACIÓN A LA CLASE TEXTURAL DEL SUELO (Martínez B., 1986)

2.2.4.- Estabilidad del suelo frente a la acción del agua

Todo suelo relativamente inestable frente al agua tiende a disgregarse cuando se moja; es decir, a dejarse arrastrar por ella y perder su estructura. El derrumbamiento de la estructura trae consigo una pérdida de poros grandes y hace que disminuya el valor de la conductividad hidráulica [Dieleman,1979]. La estabilidad relativa frente a la acción del agua se evalúa comparando el grado de humedecimiento de un suelo secado al aire cuando se humedece lentamente y cuando se humedece con rapidez. El rendimiento se valora por su efecto en la característica de desprendimiento de agua del suelo.

2.2.5. – Índice ó velocidad de infiltración

Varias expresiones se han elaborado, empíricamente y con base en consideraciones físicas, para flujo de agua dentro de un suelo idealizado. Las expresiones derivadas de la teoría se aplican a suelos que son y permanecen homogéneos durante el proceso de flujo y también suponen que el contenido de agua es una sola variable del potencial del agua, sin tomar en cuenta entonces el efecto de la histéresis.

La cantidad de agua que se infiltra en un suelo, en una unidad de tiempo, bajo condiciones de campo, disminuye conforme aumenta la cantidad de agua que ya haya entrado en él; de otra forma, la cantidad de agua que se infiltra en un suelo, en un intervalo de tiempo dado, es máxima al comenzar la aplicación del agua en el suelo; después de un tiempo largo, la velocidad tiende a un valor constante.

La velocidad de infiltración depende a su vez de diversos factores, entre ellos: la lamina de agua empleada en el riego o la lluvia, la temperatura del agua y del suelo, la estructura y la compactación, así como la textura, el contenido de humedad del suelo, su estratificación, e incluso la agregación y las actividades microbianas.

La importancia de su valor en el drenaje agrícola, consiste en que por ejemplo cuando es muy bajo puede crear una bolsa de agua suspendida o un estancamiento de agua en la superficie. Según la Fao, 1974, recomienda una determinación por cada 10 hectáreas, con el infiltrometro de doble anillo.

2.2.6.- Propiedades químicas.

Esencialmente las propiedades que interesan en el drenaje agrícola son el pH y el contenido de sulfatos (por efecto sobre los tubos de hormigón), y las características del intercambio de cationes (capacidad que tiene el suelo para ceder y recibir cationes), en especial el porcentaje de sodio intercambiable. El intercambio de cationes puede afectar la estabilidad del suelo. De igual forma que en los estudios de uniformidad de los suelos, una serie de determinaciones por capa para cada 10 hectáreas proporcionan información representativa [Dieleman,1979].

2.3.- Flujo de agua hacia los tubos de drenaje.

Se dispone de varias fórmulas matemáticas que expresan el flujo de agua subterránea que penetra en las tuberías de drenaje. Estas fórmulas tienen en común el estar basadas en simplificaciones del terreno y en hipótesis afines.

A menudo se recurre a suposiciones como las siguientes: que el perfil del suelo es homogéneo y tiene las mismas propiedades hidráulicas en cualquier región afectada por el flujo; que en la tubería existe un drenaje ideal, lo que quiere decir que el agua puede entrar en aquella sin encontrar resistencia en ningún punto de su periferia (Dieleman, 1979).

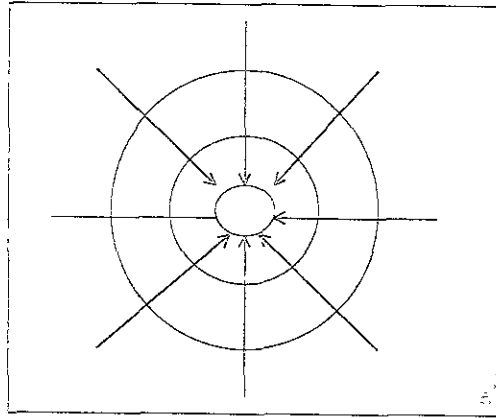
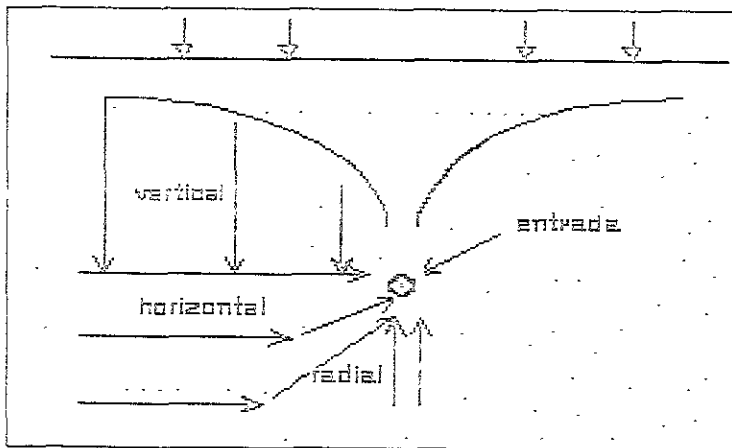


Ilustración # 31. DREN IDEAL. LÍNEAS DE FLUJO EN LA VECINDAD DE UN DREN.
 ———— LÍNEA EQUIPOTENCIAL ← DIRECCIÓN DEL FLUJO

De acuerdo con Ernst (Dieleman, 1979), se puede aproximar el flujo de agua hacia los drenes en cuatro componentes: una componente vertical, comprendida entre el nivel del dren y el nivel freático en la vertical que pasa por el punto medio de la distancia entre los tubos; una componente horizontal entre dicha vertical equidistante y los tubos; una componente radial en la vecindad del tubo, por debajo de éste, y finalmente una componente de entrada en la pared de la zanja y/o el interior del tubo.

En consecuencia, la pérdida total de carga hidráulica por efecto del flujo hacia un dren viene dada por 4 componentes:

$$h_{total} = h_v + h_h + h_r + h_e \quad (50)$$



siendo:

h_v = componente vertical

h_h = componente horizontal

h_r = componente radial

h_e = componente de entrada

Ilustración # 32. COMPONENTES DEL FLUJO HACIA LOS DRENES
 Tomada de Dieleman (1979), pag10.

Es importante hacer mención que en la realidad las líneas de flujo son curvas que tienen partes aproximadamente verticales, horizontales y radiales.

Cuando se trata de ensayar el rendimiento de tuberías de drenaje, la componente de entrada constituye un parámetro importante, como valor independiente y como fracción de la pérdida total de carga hidráulica (ilustración # 33). Definiendo la resistencia como la pérdida de carga por unidad de caudal de flujo, la componente de entrada es:

$$r_e = \frac{h_e}{q_u} \quad (51)$$

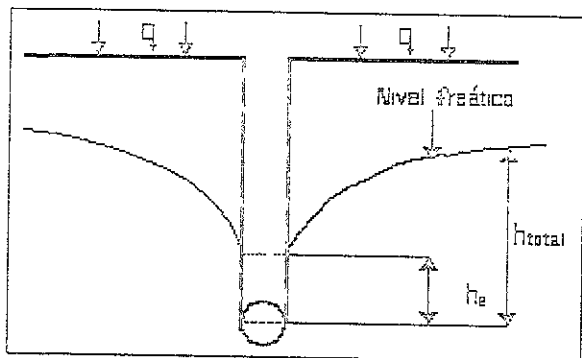


Ilustración # 33. PÉRDIDA DE CARGA EN LA ENTRADA h_e
Y PÉRDIDA DE CARGA TOTAL h_{total}

donde:

r_e = resistencia de entrada, en d/m.

h_e = pérdida de carga en la entrada, en m.

q_u = caudal del flujo, $m^3/d/m$

2.4.- Criterios de drenaje subterráneo.

Los criterios de drenaje son los factores considerados para el diseño de sistemas de drenaje subterráneo, en función de las condiciones agrohidrológicas que se quieran alcanzar. Estos criterios difieren según sean las condiciones del flujo del agua de los drenes. Existen dos regímenes del flujo del agua hacia los drenes (permanente y variable). En la naturaleza todos los regímenes son variables, solo se aproxima y se supone el régimen permanente para simplificar el problema.

2.4.1.- Régimen permanente.

El régimen permanente se caracteriza porque la descarga del sistema iguala a la recarga de la capa freática, el balance de agua en la zona saturada está equilibrado y la posición de la capa freática no cambia, siendo la carga hidráulica función exclusivamente de la distancia al dren, que generalmente se presenta cuando la descarga es de baja intensidad pero constante, como ocurre cuando es debida a lluvias moderadas de larga duración o a filtraciones.

2.4.2.- Régimen variable

En este caso, la descarga difiere de la recarga, el balance no está en equilibrio y la capa freática fluctúa, siendo la carga hidráulica función de la distancia interdren y del tiempo. Esta situación se presenta en zonas regables, donde la recarga debida a la percolación es discontinua en el tiempo, y en regiones con lluvias de gran intensidad y corta duración.

Las ecuaciones de drenaje se utilizan esencialmente para calcular la separación entre drenes, han sido deducidas de las condiciones del movimiento del agua hacia los drenes para ciertas condiciones de la región de flujo. Se considera que el flujo es bidimensional: es decir, idéntico en cualquier sección transversal perpendicular a los drenes y que la distribución de la recarga es uniforme. Además se basa en las suposiciones de Dupuit, por lo que solo pueden considerarse como soluciones aproximadas al problema (Martínez B., 1986).

2.5.- Limitaciones de las fórmulas para calcular el espaciamiento entre drenes.

Se presentan las principales limitaciones que presentan las fórmulas existentes para el diseño de drenaje agrícola, en particular las que son utilizadas para determinar el espaciamiento entre drenes subterráneos, con la finalidad de comentar lo que debe ser considerado previo un diseño de un sistema de drenaje, además de indicar los peligros que se tienen al utilizarlas cuando no se definen con precisión los parámetros que requieren.

2.5.1.- Experiencia local Vs. uso de fórmulas.

Es sabido que el cálculo de espaciamiento entre drenes es uno de los temas más estudiados por los investigadores del drenaje agrícola, dada la influencia que tiene sobre la eficiencia de funcionamiento y el costo de los sistemas. Es importante mencionar que los ingenieros proyectistas y agricultores de mayor experiencia prefieren determinar los espaciamientos de construcción de acuerdo y con apoyo de resultados de la experiencia local, frecuentemente reflejada en fórmulas empíricas, en lugar de recurrir al empleo de fórmulas y procedimientos que se reportan en manuales, textos y/o revistas técnicas^(*).

Por otro lado, en países sin una tradición en el empleo de sistemas de drenaje subterráneo parcelario, los primeros agricultores que proyectan y construyen sistemas de drenes tienen que utilizar fórmulas de diseño, porque es muy arriesgado usar la experiencia de otros países; en todo caso realizan comparaciones de lo que reportan las fórmulas en otras partes. Por tanto, es importante conocer las consecuencias de no seleccionar la fórmula más adecuada en cada caso, las limitaciones intrínsecas de las fórmulas, los problemas que implica el desconocimiento de los parámetros involucrados y, por supuesto los efectos que tienen los problemas implícitos en la variabilidad espacial de los suelos.

2.5.2.- Selección de fórmulas en función de las condiciones de campo.

El principal problema al que se enfrenta un ingeniero proyectista es sin lugar a duda la selección de la fórmula que se puede emplear para el cálculo del espaciamiento. Cada fórmula se ha obtenido realizando simplificaciones, caracterizando y esquematisando las condiciones de trabajo de los drenes, algunas de ellas son:

a).- La recarga hacia los drenes

La recarga en algunos casos puede ser constante en el espacio, por ejemplo para los excesos de lluvia o percolación de agua de riego que tiene que remover los drenes; sin embargo, esto no ocurre para las filtraciones de canales de tierra en la que puede ser constante o variable en el tiempo. La variabilidad de la recarga en el tiempo puede ser representada más fielmente a la realidad, mediante una función del calendario de riego, pero complica considerablemente a los procedimientos de cálculo.

Otro problema sobre la recarga resulta de la uniformidad en la distribución de la misma; es decir, considerar que una parte de la recarga está concentrada en una parte del espacio entre drenes y que en otra parte se encuentra distribuida uniformemente.

(*) Curso Internacional de Drenaje Agrícola. Manual de Drenaje Parcelario de los Distritos de Riego. UACH. Depto. de Irrigación. pag.201. 1994.

b).- La variabilidad de la conductividad hidráulica en el perfil del suelo.

Por simplificar el asunto la mayoría de las fórmulas presuponen que el suelo es homogéneo con relación a la conductividad hidráulica, lo que desafortunadamente en la realidad no ocurre, pues en algunas ocasiones los suelos están claramente estratificados y los drenes pueden quedar localizados en un estrato específico, bajo esta situación cada combinación posible exige el uso de una fórmula diferente; o bien, sustituir el medio estratificado por un medio homogéneo equivalente, aunque estos procedimientos son poco aproximados.

c).- La existencia y profundidad de un hidroapoyo o capa impermeable.

La mayor parte de las expresiones para el cálculo del espaciamiento entre drenes presuponen la existencia de un hidroapoyo a una cierta profundidad que normalmente en campo no es fácil de determinar por la falta de información geohidrológica. Algunas fórmulas suponen un hidroapoyo ubicado a una profundidad infinita, lo cual puede ser aceptado cuando la capa impermeable es lo suficientemente profunda.

d).- La existencia de un acuífero hidráulicamente ligado al manto freático y con nivel piezométrico más elevado que el nivel freático.

Esta condición ha sido poco estudiada y frecuentemente ignorada, en parte porque los esquemas y las fórmulas han resultado muy complejas y requieren de parámetros difíciles de determinar, como la conductividad hidráulica y espesor de estratos confinantes. Cuando se presenta esta situación los drenes deben trabajar en condiciones más difíciles y solo con espaciamientos muy reducidos pueden mantener a los niveles freáticos suficientemente profundos.

2.5.3.- Problemas intrínsecos de las fórmulas.

Otros problemas que ya no dependen del ingeniero proyectista, son los que se refieren a la precisión de las fórmulas, lo que tiene que ver con los procedimientos de deducción utilizados por los investigadores que las desarrollaron.

Aquí es importante mencionar algunas consideraciones, que generalmente en la deducción de las fórmulas son simplificadas; por ejemplo, en la realidad el agua se mueve primero en condiciones de no-saturación y después en condiciones saturadas, siguiendo un movimiento con componentes verticales, horizontales y radiales (en la vecindad de los drenes); sin embargo, en el desarrollo de las fórmulas generalmente se asume que el movimiento del agua es únicamente en condiciones saturadas y frecuentemente solo la componente horizontal es la que se toma en cuenta. En otras ocasiones, se introduce una corrección que solo de manera aproximada trata de tomar en cuenta la confluencia de las líneas de corriente, como es el caso de la fórmula de Hooghoudt.

Otros enfoques como el de Ernts, descomponen el movimiento del agua en tramos de flujo estrictamente vertical, horizontal y radial. Respondiendo en esencia a que se ha evitado el estudio de flujos bidimensionales que generalmente no se presenta en la obtención de fórmulas analíticas, dado que la modelación de tales movimientos exige el uso de ecuaciones diferenciales con derivadas parciales, que solo se resuelven con métodos numéricos.

2.3.4.- Variabilidad espacial de los suelos y precisión de los parámetros para las fórmulas.

Este problema toma una magnitud bastante considerable en las áreas donde se piensa instalar un sistema de drenes, tal problemática no permite deducir fácilmente una expresión en la que se considere este tipo de variabilidad, en todo caso lo que en la mayoría de situaciones se puede hacer, es trabajar con ajustes y simulaciones de los parámetros que mayormente varían y repetir estos hasta lograr un sistema que se considere adecuado. Los parámetros que se evalúan con respecto a la variabilidad de los suelos, generalmente involucran: a la conductividad hidráulica, la recarga y la profundidad del hidroapoyo.

Por razones de economía el parámetro de la conductividad hidráulica a saturación, se mide en pocos sitios de las parcelas donde se pretende construir los drenes, por ejemplo por citar una forma de muestreo para determinar el valor del citado parámetro, es una muestra o determinación por cada 2 -10 hectáreas. Para el caso de la recarga es necesario y recomendable realizar un balance de agua, así como un análisis de las fuentes de agua hacia la parcela. Y el parámetro de la profundidad del hidroapoyo es casi imposible de determinar. Por tanto en muchas ocasiones lo que se hace es tomar información geohidrológica de la región y manejar un valor promedio representativo (Dieleman, 1979).



A N E X O

B

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA.

Existen bastante métodos para determinar este parámetro, de campo como de laboratorio. A continuación se presentan algunos de los más conocidos y usados, e incluso considerados como convencionales.

1.- MÉTODO DEL POZO:

Consiste en realizar una barrenación en el terreno hasta una profundidad mayor que la del nivel freático. Se recomienda usar barrenas que no alteren la estructura del suelo disminuyendo la conductividad hidráulica de las paredes de la barrenación.

Generalmente se deja pasar un día para dar tiempo a que el nivel del agua en el pozo se equilibre con el nivel freático circundante. Después se produce un abatimiento rápido del nivel del agua en el pozo y se mide la velocidad de recuperación del nivel del agua. Esta velocidad de recuperación permite calcular la conductividad hidráulica media del espesor del suelo que va desde la superficie del manto freático hasta el fondo de la barrenación. Se tienen dos casos: una para suelos homogéneos y otra para suelos con dos estratos bien diferenciados.

1.1.- Método del pozo "perfil homogéneo"

Inicialmente se anota la profundidad del nivel freático en equilibrio (a_f), así como la profundidad del agua hasta el fondo de la barrenación (H), se extrae agua con algún dispositivo adecuado. Es importante que la extracción del agua se realice de forma rápida abatiendo el nivel del agua en 50 a 100 centímetros, se mide y se anota el abatimiento h , el agua freática empezará a entrar al pozo, produciendo la recuperación del nivel abatido; con intervalos de 5 a 30 segundos se mide el aumento del nivel del agua Δh , así como el intervalo de tiempo Δt . Las mediciones se suspenden cuando se ha recuperado el 25 % del abatimiento inicial h , ya que posteriormente aumenta la curvatura del nivel freático en las inmediaciones de la barrenación, lo que daría lugar a resultados equivocados, puesto que la fórmula utilizada en el cálculo de la conductividad hidráulica ignora esta curvatura.

La velocidad de recuperación ($\Delta h / \Delta t$), con unidades de cm/seg, es la base para determinar el valor de la conductividad hidráulica, en general con 4 o 5 mediciones es suficiente para medir la velocidad media de recuperación. Si por algún motivo se suspende la prueba, antes de repetirla debe esperarse hasta que se alcance el nivel inicial del agua. La conductividad hidráulica media "K" se calcula mediante la fórmula de Ernst, 1950:

$$K = C_k \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (52)$$

donde:

K = conductividad hidráulica media, (m / día);

$\left[\frac{\Delta h}{\Delta t} \right]$ = velocidad de recuperación del nivel, (cm / s);

C_k = es un coeficiente que toma en cuenta y considera la geometría del flujo; es decir, el encurvamiento de las líneas de corriente, cuyo valor depende de la distancia D_s , del fondo de la barrenación hasta el hidroapoyo o estrato impermeable (adimensional).

Se calcula mediante las expresiones de Ernst, 1950:

Para $D_s = H/2$:

$$C_k = \frac{3600}{\left[10 + \frac{H}{r_s} \right] \left[2 - \frac{h_s}{H} \right]} \frac{r_s}{h_s} \quad (53a)$$

Para $D_s > H/2$:

$$C_k = \frac{4000}{\left[20 + \frac{H}{r_s} \right] \left[2 - \frac{h_s}{H} \right]} \frac{r_s}{h_s} \quad (53b)$$

donde:

r_s = radio de la barrenación (si se ha utilizado tubo perforado de ademe este valor es el radio externo del tubo, [cm];

H = profundidad del agua en la barrenación [cm];

$h_s = h^* - \frac{\Delta h_s}{2}$;

h^* = abatimiento inicial, [cm];

Δh_s = recuperación máxima del nivel del agua en el pozo durante la prueba, ($\Delta h_s = 0.25h^*$), [cm].

La Ilustración # 34, muestra las variables utilizadas en el cálculo de la conductividad hidráulica haciendo uso del método del pozo (perfil homogéneo)

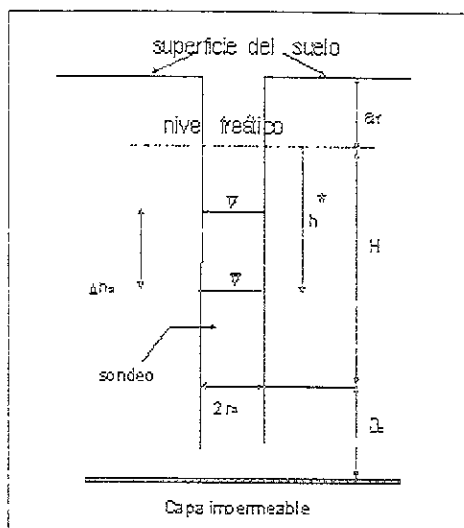


Ilustración # 34. VARIABLES PARA EL CÁLCULO DE k_s "Método del pozo".

1.2.- Método del pozo (perfil con dos estratos).

En este caso el perfil presenta dos estratos con diferente valor de conductividad hidráulica, K_1 en el superior y K_2 en el inferior, pero el nivel del agua se encuentra en el estrato superior durante la prueba, es posible hacer uso del método del pozo (perfil homogéneo) para calcular K_1 .

La metodología es como sigue: se barrena el estrato superior hasta una profundidad de 60 cm por debajo del nivel freático, pero por lo menos 20 cm por encima del estrato inferior. Se da tiempo a que se equilibre el nivel del agua y se mide su profundidad. Posteriormente, se extrae agua para producir un abatimiento del nivel y se mide la recuperación del mismo a diferentes intervalos de tiempo, como en el caso descrito anteriormente para un solo estrato.

La conductividad hidráulica K_1 se calcula mediante la fórmula de Ernst, 1950:

$$K_1 = C_{k1} [\Delta h / \Delta t]_1 \quad (54)$$

donde:

K_1 = conductividad hidráulica en el estrato superior, se mide en [m/día];

$[\Delta h / \Delta t]_1$ = velocidad media de recuperación del nivel en el estrato superior, [cm/s];

C_{k1} = coeficiente que toma en cuenta la geometría del flujo, se determina mediante:

$$C_{k1} = \frac{3600}{\left[10 + \frac{H}{r_s}\right] \left[2 - \frac{h_s}{H}\right]} \frac{r_s}{h_s} \quad (55a)$$

$$C_{k1} = \frac{4000}{\left[20 + \frac{H}{r_s}\right] \left[2 - \frac{h_s}{H}\right]} \frac{r_s}{h_s} \quad (55b)$$

en función de la distancia entre el fondo de la barrenación y el piso del estrato superior.

Cuando se sospecha que $K_2 > K_1$ se utiliza la expresión (55b), independientemente del valor de D_s . De igual forma, cuando $K_2 < K_1$ se utiliza la expresión (55a). Después se continúa la perforación del pozo, o se construye uno nuevo de manera que profundice por lo menos 60 cm en el estrato inferior. Se espera a que se estabilice el nivel. Finalmente, se extrae agua del pozo y se mide la velocidad de recuperación a diferentes intervalos de tiempo.

El cálculo de la conductividad hidráulica del estrato inferior se realiza mediante la fórmula de Ernst, 1950:

$$K_2 = \frac{C_{k0} \left[\frac{\Delta h}{\Delta t} \right]_2 - K_1}{\frac{C_{k0}}{C_{k2}} - 1} \quad (56)$$

donde:

K_1 = conductividad hidráulica del estrato superior, [m/día];

$\left[\frac{\Delta h}{\Delta t} \right]_2$ = velocidad media de recuperación del nivel, [cm/s];

C_{k0} = coeficiente que se calcula mediante la expresión (55a), en la que H corresponde a la distancia entre el nivel más alto del agua en el pozo, antes de extraer el agua, hasta el techo del estrato inferior;

C_{k2} = coeficiente que se calcula mediante la expresión (55b), en la que H corresponde a la distancia entre el nivel más alto del agua en el pozo, antes de extraer el agua, hasta el fondo de la barrenación.

Al calcular C_{k0} y C_{k2} se utiliza h_s igual a $h_2^* - (\Delta h_{s2} / 2)$, donde h_2^* representa el abatimiento del agua en el pozo profundizado y Δh_{s2} es la recuperación total del nivel del agua que no debe superar la condición $\Delta h_{s2} \leq 0.25 h_2$. Si el espesor del estrato inferior es menor que 60 centímetros, este procedimiento no es adecuado para determinar K_2 en este caso se puede hacer uso del método del piezómetro.

2.- MÉTODO DEL PIEZÓMETRO.

Este método es similar al método del pozo, la diferencia estriba en que se impermeabilizan las paredes de la barrenación, por lo que el agua que penetra al pozo es a través del fondo del mismo. La impermeabilización se realiza ademandando al pozo con un tubo sin perforaciones. Es bastante importante que el agua no se pueda mover entre la pared externa del tubo y la pared de la barrenación. En el fondo es creada una cavidad, por donde entrará el agua, para lo cual simplemente el tubo no se entierra hasta el final de la barrenación, sino unos 10 centímetros antes del fondo.

Puesto que la conductividad hidráulica corresponderá al pequeño estrato por donde se exfiltra el agua, la profundidad de la barrenación se realiza hasta el nivel donde se quiere medir (dentro del manto freático); la barrenación se puede ir profundizando de manera de medir la conductividad hidráulica en diferentes estratos.

Una vez preparado el piezómetro y estabilizado el nivel del agua se realiza la extracción y medición de la velocidad de recuperación, de manera similar al método del pozo.

La conductividad hidráulica se calcula mediante la fórmula de Luthin y Kirkham (J. Kessler, 1974):

$$K = C_p \left[\frac{r_p^2}{(t_2 - t_1)} \right] \ln \left[\frac{h_1^*}{h_2^*} \right] \quad (57)$$

donde:

K = conductividad hidráulica, [m/día];

r_p = diámetro interior del tubo, [cm];

h_1^* / h_2^* = profundidad del agua en el pozo al principio de la prueba (antes de la extracción del agua), correspondiente al tiempo t_1 , y al final de la prueba, correspondiente t_2 .

C_p = es un coeficiente que se determina en función de la altura de la pequeña cavidad

D_c y su radio r_c , se determinan utilizando la gráfica de Smiles y Young, para obtener el coeficiente C_p de la expresión (57).



A N E X O

C

PRINCIPIOS Y METODOLOGÍA DE INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN.

La piezometría es una técnica usada para la medición de importantes parámetros en sistemas de flujo hidráulico mediante un dispositivo denominado "piezómetro". En particular sirve para medir la "carga hidráulica", un concepto de mecánica de fluidos que representa el estado de energía del agua en sistemas de flujo de agua. Esto es útil para describir el flujo de agua, no solamente en conductos cerrados y otras estructuras hidráulicas, si no también en suelos y en medios porosos.

La carga hidráulica en sistemas de flujo de agua es análogo al potencial o voltaje en problemas de flujo de electricidad o de temperatura cuando se trata el flujo de calor.

Para el caso de los suelos la medición de la carga hidráulica particularmente determina la dirección de flujo del agua en el suelo; teniendo los cambios de carga hidráulica en el espacio y usando la ecuación de Darcy es posible resolver varios problemas de flujo de agua en medios porosos como es el suelo.

En general, la medición de la carga hidráulica proporciona un acercamiento al nivel del agua en el suelo; sin embargo, este es determinado mediante la instalación de pozos de observación cuya construcción y diseño difiere de los piezómetros.

En este apartado se presenta una metodología útil para la instalación de piezómetros y pozos de observación, la cual fue utilizada previo al desarrollo de las pruebas experimentales de la mesa de drenaje donde se estudió el problema relacionado con la determinación de la separación entre drenes necesaria en el diseño de drenaje agrícola.

Los objetivos de este apartado son: (1) definir los principios básicos del funcionamiento de los piezómetros y pozos de observación y (2) presentar una metodología para la instalación de piezómetros y pozos de observación utilizada en los experimentos de la mesa de drenaje.

El principio básico de la piezometría es la ecuación que define la carga hidráulica, la cual se deduce de la Ley de conservación de energía aplicada a sistemas líquidos desarrollada por Bernolli en 1738.

La ecuación de Bernolli describe el estado de energía de líquidos fluyendo en términos de energía de cinética, potencial y de presión; cuando la energía es expresada por unidad de peso de agua representa una dimensión física de longitud, la cual es una distancia vertical paralela a la fuerza de gravedad en términos de carga.

La energía expresada por unidad de peso en un punto determinado representa la presión " p ", la velocidad " v " y la elevación respecto del nivel de referencia " z "; la carga hidráulica en un punto específico en estudios de sistemas de flujo se expresa como:

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{w} + z \quad (58)$$

donde:

g = aceleración de la gravedad ;

w = peso específico del agua ($w = \rho g$, donde ρ = densidad del agua);

Las componentes individuales de la ecuación (58) son la carga de velocidad ($\frac{v^2}{2g}$), la carga de presión ($\frac{p}{w}$) y la carga de posición z ; representando la energía cinética, del potencial de presión y del potencial de posición respectivamente. Para flujos en suelos y en otros medios porosos, la carga de velocidad es usualmente muy pequeña por lo cual para propósitos prácticos, la carga de velocidad puede ser despreciada. Finalmente, la ecuación de la carga hidráulica es:

$$h = \frac{p}{w} + z \quad (59)$$

ANOTACIONES NECESARIAS EN LA INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN.

Es conveniente marcar en un croquis la ubicación de cada piezómetro y pozo de observación, además de escribir al lado el número de referencia, número que también se pondrá en el mismo tubo, para reducir la posibilidad de errores; también es recomendable tener un nivel de referencia constante para todos los piezómetros y/o pozos de observación.

La entrada del agua superficial para el caso de los piezómetros, se evita rellenando de bentonita o de arcilla en polvo la parte superior del orificio, hecho con una barrena.

Los diámetros de más de 50 milímetros aumentan el intervalo entre los cambios del nivel freático y la correspondiente reacción del piezómetro. La barrena utilizada para abrir agujeros en el suelo suele tener de 50 a 80 milímetros de diámetro y el piezómetro es instalado a la profundidad deseada.

PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN

Los primeros son instrumentos que consisten de un tubo de plástico de poco diámetro (unos 20 milímetros) que se inserta verticalmente en el suelo. Su extremo inferior "parte activa del piezómetro" se encuentra rodeado por una arena de grano mediano y grueso; son usados frecuentemente para medir la carga hidráulica específicamente en punto al interior del suelo.

Por otro lado, los pozos de observación son instrumentos constituidos por tubo de diámetro y material variable, generalmente son de plástico, estos tubos a diferencia de los piezómetros están perforados puesto que su función es medir el nivel medio de la superficie freática.

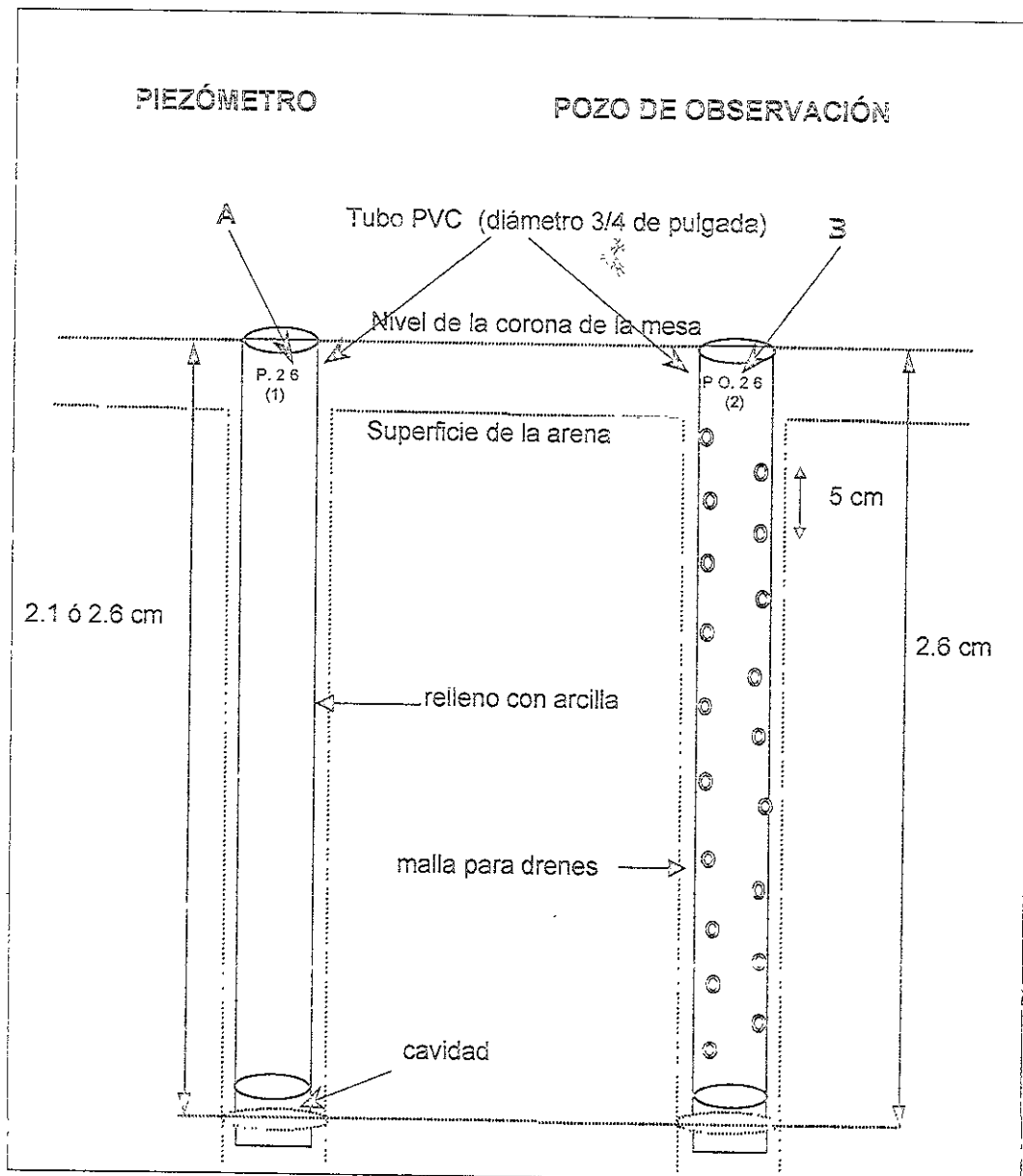


Ilustración # 35. ESTRUCTURA DE UN PIEZÓMETRO Y DE UN POZO DE OBSERVACIÓN

A= Leyenda del piezómetro (profundidad del piezómetro y su número)

B= Leyenda del pozo de observación (profundidad del pozo de observación y su número)

Los piezómetros son dispositivos para medir la carga hidráulica, mientras que los pozos de observación miden el promedio del nivel freático (superficie del agua en el medio poroso).

MATERIALES UTILIZADOS PARA LA INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN EN LA MESA DE DRENAJE.

- 1.- hilo y/o barra de metal;
- 2.- agua;
- 3.- barrenas de 3/4 de pulgada de diámetro);
- 4.- tubos de PVC "pared gruesa" (de longitud deseada, de 3/4 de pulgada de diámetro);
- 5.- un poco de arcilla en estado líquido-acuoso;

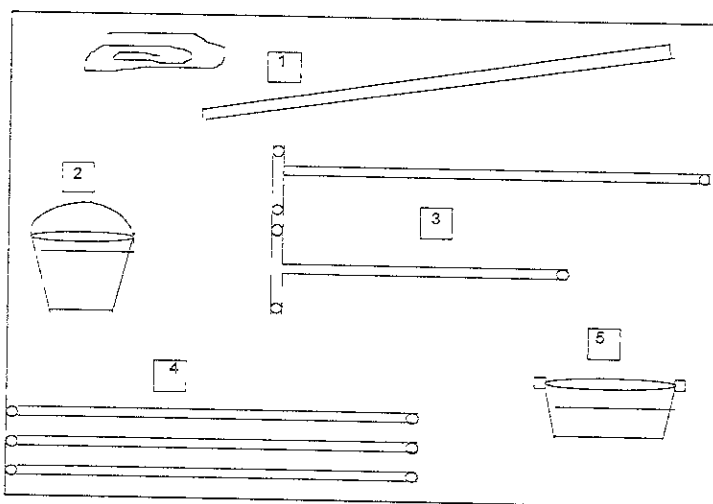


Ilustración # 36. MATERIALES PARA LA INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN

NOTA 1: Estos son los materiales que se utilizaron en la instalación de piezómetros y pozos de observación en la mesa de drenaje.

METODOLOGÍA PARA LA INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN.

- 1.- se hizo un croquis o diseño donde se muestra la ubicación, clave o número de identificación de los piezómetros y pozos de observación;
- 2.- corte de los tubos de PVC al tamaño que corresponda la profundidad deseada en el estudio;
- 3.- numeración y marcación de los tubos de PVC en correspondencia a los datos que se manejen en el croquis mencionado en el punto 1;
- 4.- se hicieron marcaciones sobre el muro o corona de la mesa de drenaje para la ubicación precisa de los piezómetros y pozos de observación;
- 5.- alineación y ubicación de los piezómetros y pozos de observación considerando las marcas antes mencionadas; es decir, alinear los lugares de posición haciendo uso de hilo y de la barra de metal;

6.- humedecimiento de la zona de ubicación de los tubos. Esta actividad se realizó con la finalidad de aumentar la consistencia del material, de tal forma de que al penetrar y sacar la barrena no se presenten problemas de relleno de material en el pozo;

7.- marcación de un hoyo. Según la alineación y las marcas realizadas, se procedió a realizar un pequeño orificio de muestra, para ajustar el lugar donde penetraría la barrena;

8.- perforación del pozo, una vez marcado el lugar del pozo "hoyo", se perforaron pozos introduciendo la barrena a cierta profundidad y sacando el material. este proceso se repitió hasta lograr la profundidad deseada;

NOTA 2: Es importante mencionar que se debe tener bastante cuidado al estar haciendo el pozo: es decir, la penetración de la barrena debe ser lo más verticalmente posible.

9.- Colocación de los piezómetros y pozos de observación. Una vez realizado el pozo, se procedió a colocar los tubos de PVC dentro del pozo; cabe mencionar que previo a esto se llevó a cabo la preparación de los tubos destinados a realizar el trabajo de pozo de observación; es decir, se perforaron y se forraron con un filtro con la finalidad de que no penetrará material al interior del tubo;

10.- Se niveló y verificó la posición de los tubos respecto a un nivel de referencia con la finalidad de tener un mismo nivel de referencia para todos los tubos (nivel de referencia "corana de la mesa");

11.- Colocación de arcilla (en el caso de los piezómetros). Se colocó arcilla en estado líquido-acuoso alrededor del tubo piezométrico, entre la pared exterior del tubo y la superficie del pozo para dar un sellamiento entre el medio poroso y el piezómetro. además de proporcionar estabilidad a este.

NOTA 3: La metodología antes expuesta es la que se utilizó en la instalación de piezómetros y pozos de observación en la mesa de drenaje; respecto a la alineación y marcación de la posición de cada tubo en este caso se pudo realizar con ayuda de hilo y de una barra de metal porque las dimensiones de la mesa si lo permiten hacer; sin embargo, para el caso de estudios de campo que son estudios de mayor escala se recomienda realizar trabajos de topografía tanto de planimetría como de altimetría.

VENTAJAS DE LOS PIEZÓMETROS Y POZOS DE OBSERVACIÓN

- *.- son bastante sencillos y baratos;
- *.- miden la presión en los poros de un punto específico (piezómetro): y el nivel promedio de la superficie freática (pozos de observación);
- *.- son útiles para determinar el gradiente hidráulico;
- *.- las medidas se toman sin ninguna dificultad;
- *.- mediano tiempo de retardo, aceptable para la mayoría de los usos.

DESVENTAJAS DE LOS PIEZÓMETROS.

- *.- la proporción de fallos puede ser grande en los suelos de débil estructura (si el extremo del piezómetro coincide con un centro de agregados);
- *.- los lados del agujero embarrados no pueden regenerarse.



BIBLIOGRAFÍA

Ahmas S., Kashyap D. and Mathur B., S. (1993). Mathematical Modeling of Saturated-Unsaturated flow to Drains. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. 119 (1).

Arroyo C., Víctor M. (1996). Investigación y Transferencia de tecnología en ingeniería hidroagrícola. Proyecto HC-9602. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Publicación interna.

Arroyo C., Víctor M. (1997). Investigación y Transferencia de tecnología en ingeniería hidroagrícola. Proyecto HC-9704. Experimentos sobre drenaje agrícola en la mesa experimental de drenaje. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Publicación interna. pag. 1-77.

Arroyo C., Víctor M. (1994). Modelo unidimensional de simulación numérica para drenaje agrícola. Tesis de Maestría. UNAM.

Cairo P. y Quintero G. (1987). Suelos. Editorial Pueblo y Educación. 7ª reimpresión. Cuba. pag. 367.

Curso Internacional de Drenaje agrícola. (1994). Manual de Drenaje parcelario de los distritos de Riego. Universidad Autónoma Chapingo. Depto. de Irrigación. México. pag. 204.

Curso Internacional de Drenaje de Tierras Agrícolas. (1992) Universidad Nacional de Colombia (Palmira). Facultad de Ciencias Agropecuarias. Memorias Volumen 2. Colombia.

Dieleman P., J. *et al* (1979). Ensayos de drenaje. Estudio FAO: Riego y drenaje. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. México.

Fernández C., Sadot y Eguizar R., Mario. (1994). El flujo del agua a través del suelo (Establecido-dimENSIONAL). Tesis de Licenciatura. ESIA. IPN. México.

Fipps G. *et al*. Drains as a Boundary Condition in Finite Elements. (1986). *Water Resources Research*. 22 (11), 1613-1621.

Fipps G. *et al*. Simple Methods for Predicting flow to Drains. (1991). *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. 117 (6), 881-896.

- Ortiz V., Bonifacio y Ortiz S., Carlos A. (1990). Edafología. Universidad Autónoma Chapingo. Depto. de Suelos. 7ª edición. México. pag. 394.
- Palacios V. O. (1999). Experiencias y Metodologías actuales en el Diseño e Instalación de Sistemas Subterráneo en el Sureste de México. ANEI-S29902. Simposio 2. IX Congreso Nacional de Irrigación, Culiacán, Sinaloa. 9-17.
- Razuri Ramirez, L. y Alva A. C. (1987). Ecuaciones para el cálculo de espaciamiento de drenes. CIDINT. Serie: Riego y Drenaje. RD-20.
- R. van Der Ploeg, Marquardt and Kirkham D. (1997). On history of the Ellipse Equation for Soil Drainage. Soil Sci. Soc. Am. J. (61):1604-1606.
- Rushton, K. R. and Rathod K. S. (1985). Horizontal and Vertical Components of Flow Deduced from Groundwater Heads. Journal of hydrology, (79):261-278.
- Sampat A., Gavande. (1991). Física de suelos (principios y aplicaciones). Editorial Limusa. México. pag. 351.
- Toksöz S and Kirkham D. (1961). Graphical Solution and Interpretation of a New Drain-Spacing Formula. Journal of Geophysical Research. 66 (2),509-516.
- Vauclin M., Khanji D. and Vachaud G. (1979). Experimental and Numerical Study of a Transient, Two-Dimensional Unsaturated-Saturated Water Table Recharge Problem. Water Resources Research. 15 (5),1089-1101.
- Wesseling J. (1964). A Comparison the Steady state drain spacing formulas of Hooghoudt and Kirkham in connection with design practice. Journal of hidrology. (2), 25-32.

- Fuentes R., Carlos *et al.* (1997). Sobre el cálculo de la separación interdrenes. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 81-86, Anuario IMTA.
- García V., Nahun H. *et al.* (1994). Diagnóstico y recuperación de suelos. Proyecto TH-9405. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Publicación interna.
- García V. N. y Gómez Lugo L. (1999). La profundidad del estrato impermeable y su influencia sobre el cálculo del espaciamiento entre drenes con las ecuaciones de Herbert y Hooghoudt. ANEI-S29911. Simposio 2. IX Congreso Nacional de Irrigación, Culiacán, Sinaloa. 83-91.
- García V. N. y Gómez Lugo L. y Fuentes R. C. (1999). Una metodología para el cálculo de la separación entre drenes. M3-0033. I Congreso Internacional de Transferencia de Sistemas de Riego. Mazatlán, Sinaloa. 299-309.
- González C. A. De León M. B. y Fuentes R. C. (1999.) Impacto del Drenaje Agrícola en México. ANEI-S29901. Simposio 2. IX Congreso Nacional de Irrigación, Culiacán, Sinaloa. 1-7.
- J. Bentley, Walter and W. Skaggs, R. (1993). Changes in Entrance Resistance of Subsurface Drains. *Journal of Irrigation and drainage Enginnering*. 119 (3), 584-599.
- León A., Regulo. (1991). Nueva Edafología (Regiones tropicales y áreas templadas de México). 2ª Edición. México. pag. 366.
- Mariano R., Carlos E. (1995). Modelo Bidimensional de simulación numérica para drenaje agrícola. Tesis de Maestría. ITESM.
- Martínez B., Julián. (1986). Drenaje Agrícola. Series de Ingeniería Rural y Desarrollo Agrario. Manual técnico núm. 5. Volumen I. México.
- Martínez B., Julián. Sistemas de Drenaje Subterráneo. Master en Ingeniería de Regadíos. México.
- Mendoza P., Juan de Dios. (1996). Balance hídrico y Evaluación del funcionamiento hidráulico de un sistema de drenaje subterráneo en la Chontalpa, Tabasco. Tesis de Maestría. Colegio de Postgrado. México.
- Miles J. C. (1985). The Representation of Flow to Partially Penetrating Rivers Using Groundwater Flow Models. *Journal of Hydrology*, (82), 341-355.
- Miles J. C. (1987). The representation of Flows to Partially Penetrating Rivers from layered and anisotropic aquifers. *Journal of Hydrology*, (95), 113-129.
- Miles J. C. and Kitmitto K. New Drain Flow Formula. (1989). *Journal of Irrigation and Drainage Engennering*. 115 (2), 215-229.
- N. Luthin, James. (1979). Drenaje de Tierras Agrícolas. Teoría y aplicaciones. Editorial Limusa. México.