



01187  
Universidad Nacional N:1  
Autónoma de México 2Ej.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

MODELOS DE FILTRACION LENTA EN ARENA  
PARA POTABILIZACION DEL AGUA

TESIS DOCTORAL

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERIA  
(AMBIENTAL)

P R E S E N T A:

M. EN ING. JOEL GERARDO RETAMOZA LOPEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D. F.

TESIS CON 1994  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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 está 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.

## RESUMEN

En los años recientes se han tenido progresos significativos en la identificación de los componentes fundamentales, que rigen el comportamiento de los filtros lentos de arena para la remoción de partículas y otros contaminantes en el agua; sin embargo, el conocimiento de los mecanismos del proceso son todavía parciales. La modelación del proceso de filtración lenta en arena es esencial para un mejor entendimiento del comportamiento complejo del proceso, y es fundamental, para el desarrollo de estrategias de control operacional.

La mayoría de los investigadores de la filtración del agua han considerado únicamente los efectos de parámetros físicos; principalmente, el tamaño de la arena y la tasa de filtración. Los resultados obtenidos en modelos de laboratorio destacan el desacuerdo entre investigadores del tema. Se deduce que la falta de acuerdo se origina por dos causas: la posibilidad de que dos o más mecanismos de transporte puedan actuar simultáneamente, y a que, en anteriores investigaciones, las variables químicas y biológicas importantes no se tomaban en cuenta.

Una cantidad considerable de trabajo se ha efectuado sobre la modelación de filtros rápidos; no obstante, el interés en la modelación de la filtración lenta en arena ha sido mínima hasta recientemente. Sin embargo, Ambos procesos de filtración son similares en cuanto a que el depósito específico de biomasa o de material inerte, es mayor en las capas superiores y se reduce con la profundidad. Resulta entonces razonable, intentar simular el proceso de filtración lenta empleando modelos de filtración rápida. En este estudio se propone el siguiente modelo matemático de simulación:

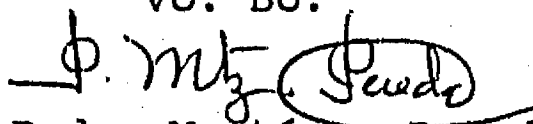
$$\Delta\sigma = u \frac{(C_0 - C_e)\Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_0 - S_e)\Delta t}{\Delta x}$$

Donde,  $C_e = C_0 \exp(-\lambda \Delta x)$ , y  $S_e = S_0 \exp(-K_{rem} \Delta x)$

El modelo incorpora una ecuación de balance de material y dos ecuaciones cinéticas: una referida a la remoción de sustrato y otra que incluye el término de adherencia ( $\lambda = K_1 F$ ). El modelo propuesto se verificó con datos obtenidos experimentalmente en un modelo físico en el laboratorio y empleando modelos descriptivos de pérdida de carga y conductividad hidráulica a través del lecho del filtro, desarrollados con los datos generados en dicho modelo físico. Se utilizan seis parámetros de fácil determinación: capacidad teórica del filtro, coeficiente de adherencia, coeficiente del filtro, constante de remoción, índice de filtrabilidad y coeficiente de rendimiento. Estos son parámetros físicamente significativos en la determinación de la cantidad de agua que puede ser tratada, la tasa de deposición de partículas, y la eficiencia del proceso.

El modelo tiene un valor práctico para el diseño de nuevos filtros como también para el mejoramiento del comportamiento operacional de los filtros existentes.

Vo. Bo.



Dr. Pedro Martínez Pereda

Tutor Doctoral

## RECONOCIMIENTOS

Al Dr. Pedro Martínez Pereda por darme la oportunidad de trabajar bajo su dirección. Por su apoyo y orientación prestada durante la elaboración de esta investigación.

Un reconocimiento muy especial al Dr. Avner Adin por sus valiosas sugerencias y dirección en la elaboración de esta investigación.

A la Dra. Georgina Fernández Villagómez, que además de sus críticas constructivas en la revisión del presente trabajo, obtuve todo su apoyo y la del Departamento de Ingeniería Ambiental para realizar este trabajo.

A los Drs. Jorge Aguirre Martínez y Carlos Cruickshank Villanueva, que además de sus observaciones críticas y valiosas sugerencias a este estudio, fungieron como asesores del Comité Doctoral.

Asimismo, mi reconocimiento a los Drs. Felipe Lara Rosano y José Luis Fernández Zayas por su importante labor realizada en la revisión crítica del trabajo.

A mi esposa Teresa por su cariño, comprensión y apoyo que contribuyeron a cumplir las metas fijadas y superar los momentos difíciles

A mis hijas Carolina y Alejandra lo máspreciado y el mejor aliciente para superarme

A mis padres Lázaro y Lucía por su cariño y orientación en mi formación como profesionista

Agradezco muy especialmente a mis suegros Carlos y Rafaela por su apoyo y cariño a mis hijas y esposa en los momentos de mi ausencia de la familia

A todos ellos muchas gracias

## RESUMEN

En los años recientes se han tenido progresos significativos en la identificación de los componentes fundamentales, que rigen el comportamiento de los filtros lentos de arena para la remoción de partículas y otros contaminantes en el agua; sin embargo, el conocimiento de los mecanismos del proceso son todavía parciales. La modelación del proceso de filtración lenta en arena es esencial para un mejor entendimiento del comportamiento complejo del proceso, y es fundamental, para el desarrollo de estrategias de control operacional.

La mayoría de los investigadores de la filtración del agua han considerado únicamente los efectos de parámetros físicos; principalmente, el tamaño de la arena y la tasa de filtración. Los resultados obtenidos en modelos de laboratorio destacan el desacuerdo entre investigadores del tema. Se deduce que la falta de acuerdo se origina por dos causas: la posibilidad de que dos o más mecanismos de transporte puedan actuar simultáneamente, y a que, en anteriores investigaciones, las variables químicas y biológicas importantes no se tomaban en cuenta.

Una cantidad considerable de trabajo se ha efectuado sobre la modelación de filtros rápidos; no obstante, el interés en la modelación de la filtración lenta en arena ha sido mínima hasta recientemente. Sin embargo, Ambos procesos de filtración son similares en cuanto a que el depósito específico de biomasa o de material inerte, es mayor en las capas superiores y se reduce con la profundidad. Resulta entonces razonable, intentar simular el proceso de filtración lenta empleando modelos de filtración rápida. En este estudio se propone el siguiente modelo matemático de simulación:

$$\Delta\sigma = u \frac{(C_0 - C_e)\Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_0 - S_e)\Delta t}{\Delta x}$$

Donde,  $C_e = C_0 \exp(-\lambda \Delta x)$ , y  $S_e = S_0 \exp(-K_{rem} \Delta x)$

El modelo incorpora una ecuación de balance de material y dos ecuaciones cinéticas: una referida a la remoción de sustrato y otra que incluye el término de adherencia ( $\lambda = K_1 F$ ). El modelo propuesto se verificó con datos obtenidos experimentalmente en un modelo físico en el laboratorio y empleando modelos descriptivos de pérdida de carga y conductividad hidráulica a través del lecho del filtro, desarrollados con los datos generados en dicho modelo físico. Se utilizan seis parámetros de fácil determinación: capacidad teórica del filtro, coeficiente de adherencia, coeficiente del filtro, constante de remoción, índice de filtrabilidad y coeficiente de rendimiento. Estos son parámetros físicamente significativos en la determinación de la cantidad de agua que puede ser tratada, la tasa de deposición de partículas, y la eficiencia del proceso.

El modelo tiene un valor práctico para el diseño de nuevos filtros como también para el mejoramiento del comportamiento operacional de los filtros existentes.



## ABSTRACT

In recent years there has been significant progress in identifying the fundamental components of the slow sand filtration process for water treatment; nevertheless knowledge of the process mechanisms is still inadequate. The modelling of slow sand filtration of water is essential for better understanding the complex behavior of the process and is useful in the development of operational control strategies.

Most investigators of water filtration have considered only the effects of physical parameters; mainly sand size and filtration rate. The results obtained by different researchers in the laboratory are remarkable in their disagreements. It is considered that this lack of agreement may have originated from two causes: the possibility that two or more transport mechanisms may be effective simultaneously, and that, in previous investigations chemical and biological variables have not been considered.

A considerable amount of work on rapid sand filters modelling has been developed; however, the interest in modelling of slow sand filtration has been minimal. Both filtration processes are similar with respect to the specific deposit in that, biomass or inert material accumulation is greater in the upper layers and decreases with depth. Therefore, it seems reasonable to simulate the slow sand filtration process by utilizing rapid filtration models. In this study the following mathematical simulation model is proposed:

$$\Delta\sigma = u \frac{(C_0 - C_e)\Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_0 - S_e)\Delta t}{\Delta x}$$

where,  $C_e = C_0 \exp(-\lambda \Delta x)$ ,  $Y$   $S_e = S_0 \exp(-K_{rem} \Delta x)$

The model incorporates a material balance equation and two kinetic equations; one referred to substrate removal and another which

includes adherence term (  $\lambda = K_1 F$  ). The proposed model was validated with experimental data obtained from a laboratory physical model, and utilizing head loss and hydraulic conductivity through the filter bed, developed with the data generated in the physical model. Six easily determinable parameters are used: filter capacity, adherence coefficient, filter coefficient, removal constant, index filtrability and yield coefficient. These are physically meaningful parameters in determining the volume of water that can be treated, the rate of particle deposition and process efficiency.

The model has a practical value for the design of new filters and also for improving the operational behavior of existing filters.

## NOMENCLATURA

A	Area de la sección transversal del filtro	$L^2$
$A_s$	Factor de Happel's del campo del fluido	
a	Area superficial específica	$L^{-1}$
B	Constante de compactación	
C	Concentración de la suspensión en masa por unidad de volumen del lecho filtrante	$ML^{-3}$
$C_o$	Concentración influente de la suspensión	$ML^{-3}$
$C_e$	Concentración efluente de la suspensión	$ML^{-3}$
$C_m$	Concentración media logarítmica	$ML^{-3}$
D	Coefficiente de difusión	$L^2T^{-1}$
$d_i$	Diámetro geométrico	L
$d_m$	Diámetro de los granos del medio filtrante	L
$d_p$	Diámetro de la partícula	L
F	Capacidad teórica del filtro	$ML^{-3}$
g	Aceleración de la gravedad	$LT^{-2}$
H	Constante de Hamaker	$ML^2T^{-2}$
h	Pérdida de carga	L
$h_o$	Pérdida de carga para lecho limpio	L
$h/h_o$	Pérdida de carga relativa	
I	Indice de filtración de Boucher	$L^2L^{-3}$
JE	Flujo de masa en exceso o suplementaria	$ML^{-2}T^{-1}$
K	Conductividad hidráulica	$LT^{-1}$
$K$	Constante de Boltzmann	$ML^2T^{-2}$
$K_o$	Conductividad hidráulica para lecho limpio	$LT^{-1}$
$K_1$	Coefficiente de retención	$L^2M^{-1}$
$K_2$	Coefficiente de desprendimiento	$T^{-1}$

$K_0$	Tasa constante de utilización de sustrato	$M^{-1}L^3T^{-1}$
$K_d$	Coefficiente de decaimiento de microorganismos	$T^{-1}$
$K_{max}$	Tasa máxima de utilización de sustrato por peso unitario de microorganismos	$T^{-1}$
$K_{rem}$	Tasa constante de remoción de sustrato	$L^{-1}$
$K_s$	Coefficiente de saturación	$ML^{-3}$
$K/K_0$	Conductividad hidráulica relativa	
$l$	Profundidad de la capa biológica	$L$
$L_0$	Grupo London	
$M_x$	Masa de microorganismos en el elemento diferencial que remueve el sustrato	$M$
$N_G$	Grupo gravitacional	
$N_r$	Grupo de tamaño	
$Pe_0$	Número de Peclet	
$P_i$	Peso retenido	$\%$
$Q$	Gasto	$L^3T^{-1}$
$S$	Concentración de sustrato	$ML^{-3}$
$S_0$	Concentración influente de sustrato	$ML^{-3}$
$S_e$	Concentración efluente de sustrato	$ML^{-3}$
$S_{min}$	Concentración mínima de sustrato	$ML^{-3}$
$St$	Gradiente hidráulico	
$\bar{S}_x$	Desviación estándar	
$T$	Temperatura absoluta	$^{\circ}K$
$t$	Tiempo	$T$
$t$	Constante empírica	
$\hat{U}$	Velocidad de la suspensión	$LT^{-1}$
$u$	Velocidad de aproximación	$LT^{-1}$

V	Volumen de agua que pasa por unidad de área del lecho	$L^{-2}L^3$
$V_p$	Velocidad de sedimentación de la partícula	$LT^{-1}$
w	Constante empírica	
X	Concentración de microorganismos	$ML^{-3}$
$X_0$	Concentración influente de microorganismos	$ML^{-3}$
x	Profundidad del lecho	L
$\bar{X}$	Valor promedio	
$x_0/x$	Factor de tortuosidad	
Y	Coefficiente de rendimiento	
z	Constante empírica	
$\alpha$	Factor de eficiencia de la colisión	
$\beta$	Factor de volumen	
$\gamma$	Coefficiente de actividad microbiológica	
$\iota$	Fracción de la concentración influente que es inerte	
$\epsilon$	Porosidad del lecho filtrante	
$\epsilon_0$	Porosidad inicial del lecho del filtro	
$\epsilon_d$	Porosidad del material depositado	
$\lambda$	Coefficiente del filtro	$L^{-1}$
$\lambda_0$	Coefficiente inicial del filtro	$L^{-1}$
$\sigma$	Depósito específico	$ML^{-3}$
$\sigma_u$	Valor de saturación del depósito específico	$ML^{-3}$
$\mu_a$	Viscosidad absoluta del agua	$ML^{-1}T^{-1}$
$\eta$	Eficiencia de un colector único	
$\eta_D$	Eficiencia de un colector único para difusión	
$\eta_C$	Eficiencia de un colector único para sedimentación	

$\eta_I$	Eficiencia de un colector único para interceptación	
$\delta$	Coeficiente de arrastre	$T^{-1}$
$\Delta S$	Sustrato utilizado	$ML^{-3}$
$\Delta t$	Incremento de tiempo	$T$
$\Delta X$	Incremento de biomasa	$ML^{-3}$
$\Delta x$	Incremento de profundidad	$L$
$\Delta \sigma$	Incremento del depósito específico	$ML^{-3}$
$\phi$	Factor de forma	
$\nu$	Viscosidad cinemática	$L^2T^{-1}$
$\varphi$	Esfericidad	
$\mu$	Tasa de crecimiento específico	$T^{-1}$
$\mu_{max}$	Tasa máxima de crecimiento específico	$T^{-1}$
$\theta_c$	Tiempo medio de residencia celular	$T$
$\theta_c^m$	Tiempo medio de residencia celular mínimo	$T$
$\theta$	Angulo de impacto medido del eje vertical	
$\rho$	Densidad del agua	$ML^{-3}$
$\rho_b$	Densidad másica de la película biológica	$ML^{-3}$
$\rho_p$	Densidad de la partícula	$ML^{-3}$

$\eta_I$	Eficiencia de un colector único para interceptación	
$\delta$	Coefficiente de arrastre	$T^{-1}$
$\Delta S$	Sustrato utilizado	$ML^{-3}$
$\Delta t$	Incremento de tiempo	$T$
$\Delta X$	Incremento de biomasa	$ML^{-3}$
$\Delta x$	Incremento de profundidad	$L$
$\Delta \sigma$	Incremento del depósito específico	$ML^{-3}$
$\phi$	Factor de forma	
$\nu$	Viscosidad cinemática	$L^2 T^{-1}$
$\varphi$	Esfericidad	
$\mu$	Tasa de crecimiento específico	$T^{-1}$
$\mu_{max}$	Tasa máxima de crecimiento específico	$T^{-1}$
$\theta_c$	Tiempo medio de residencia celular	$T$
$\theta_c^m$	Tiempo medio de residencia celular mínimo	$T$
$\theta$	Angulo de impacto medido del eje vertical	
$\rho$	Densidad del agua	$ML^{-3}$
$\rho_b$	Densidad másica de la película biológica	$ML^{-3}$
$\rho_p$	Densidad de la partícula	$ML^{-3}$

## INDICE

	Página
<b>RECONOCIMIENTOS</b>	iii
<b>RESUMEN</b>	iv
<b>ABSTRACT</b>	vi
<b>NOMENCLATURA</b>	viii
<b>LISTA DE TABLAS</b>	xv
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	xvii
<b>CAPITULO I. INTRODUCCION</b>	1
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivos	24
1.3 Alcances y limitaciones	25
<b>CAPITULO II. REVISION Y ANALISIS DE LA LITERATURA</b>	27
2.1 Teoría de la filtración	27
2.1.1 Teoría de la filtración física	28
2.1.1.1 Mecanismos de transporte	30
2.1.2 Teoría de la filtración química	37
2.1.2.1 Mecanismos de adherencia	38
2.1.2.2 Modelos de adherencia de partículas	41
2.1.3 Teoría de la filtración biológica	42
2.1.3.1 Actividad microbiológica	43
2.1.4 Flujo en medios porosos	44
2.1.4.1 Teorías de la pérdida de carga	47
2.2 Relación de Monod	48



	<b>Página</b>
2.3 Justificación de la investigación	52
2.3.1 Mecanismos y procesos de la filtración lenta	53
2.3.2 Conceptos del proceso biológico	56
2.3.3 Influencia del tamaño de los granos y tasa de filtración en el proceso de filtración	59
 <b>CAPITULO III.    PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION</b>	 <b>62</b>
3.1 Cinética microbiológica	62
3.2 Balance de materia	66
3.3 Cinética de la filtración inerte	69
3.4 Solución matemática	71
3.5 Modelos matemáticos de la filtración lenta en arena	73
3.6 Modelo de la pérdida de carga	74
3.7 Procedimiento experimental	76
 <b>CAPITULO IV.    RESULTADOS EXPERIMENTALES</b>	 <b>81</b>
4.1 Parámetros de control	81
4.2 Parámetros de operación	81
 <b>CAPITULO V.    INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS</b>	 <b>95</b>
5.1 Remoción de partículas y material biodegradable	95
5.2 Acumulación de depósitos en el lecho del filtro	97
5.3 Modelos de pérdida de carga y conductividad hidráulica	102
5.3.1 Modelo de la pérdida de carga	103
5.3.2 Modelo de la conductividad hidráulica	106

	<b>Página</b>
5.4 Coeficientes de la filtración	108
5.5 Modelo matemático propuesto	113
<b>CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>115</b>
6.1 Conclusiones	115
6.2 Recomendaciones	117
<b>REFERENCIAS</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO. BASE DE CALCULO DE DISEÑO Y OPERACION DE MODELOS A ESCALA LABORATORIO</b>	<b>128</b>
A.1 Cálculo del área del filtro lento	129
A.2 Cálculo del gasto	129
A.3 Balance de flujo	129
A.3.1 Cálculo de la concentración de glucosa	130
A.4 Análisis granulométrico	131
A.5 Pruebas químicas	135
A.6 Determinación de la porosidad al lecho filtrante	136

## LISTA DE TABLAS

Número de TABLA		Página
1	Visión de la evolución de las normas para turbiedad del agua potable en los Estados Unidos	12
2	Eficiencias típicas de tratamiento para Filtros lentos de arena	14
3	Costos de construcción de filtros lentos con arena y sistemas convencionales en la India	16
4	Ventajas y desventajas de los filtros lentos de arena	17
5	Remoción como una función de $d_m$	60
6	Relaciones del coeficiente del filtro ( $\lambda_0$ )	61
7	Criterio de diseño para el filtro piloto	77
8	Preparación del agua sintética que simula agua superficial	77
9	Parámetros de operación del filtro piloto	84
10	Determinación del diámetro geométrico de los granos	84
11	Remoción de turbiedad, demanda química de oxígeno y coliformes totales en el filtro piloto	95
12	Valores de $K_{rem}$ y $\lambda$ , con respecto al tiempo	98
13	Datos observados y simulados del depósito específico en el lecho del filtro	100
14	Producción de microorganismos adheridos en el lecho de arena	102
15	Datos observados y simulados de la pérdida de carga relativa del filtro piloto	103

		Página
16	Variación de $K/K_0$ con respecto a $\sigma$ y $(1 - \sigma/F)$	106
17	Variación de las constantes cinéticas de la filtración lenta con la tasa de filtración	108
A.1	Datos del análisis granulométrico para la arena del modelo filtro lento prueba 1	132
A.2	Datos del análisis granulométrico para la arena del modelo filtro lento prueba 2	133
A.3	Resultados de las pruebas de solubilidad en medio ácido y básico para la arena del modelo filtro lento	135
A.4	Datos de prueba de porosidad para la arena del modelo filtro lento	137

## LISTA DE FIGURAS

Número de FIGURA		Página
1	Mecanismos de transporte de la filtración	32
2	Balance para un elemento diferencial	63
3	Elemento de volumen de un lecho filtrante	66
4	Esquema de un filtro piloto	78
5	Diagrama esquemático del sistema de filtración piloto	79
6	Variación de la turbiedad residual	85
7	Cambio de la DQO remanente en el lecho del filtro	86
8	Concentración residual de coliformes totales	87
9	Depósito específico Vs conductividad hidráulica	88
10	Conductividad hidráulica Vs tiempo	89
11	Depósito específico Vs conductividad hidráulica relación basada en la fórmula de Shekhtman	90
12	Depósito específico Vs lecho del filtro	91
13	Pérdida de carga a través del lecho del filtro	92
14	Depósito específico Vs coeficiente del filtro	93
15	Depósito específico Vs constante de remoción	94
16	Constante de remoción Vs coeficiente del filtro	99
17	Simulación del mecanismo de acumulación que incorpora transporte y adherencia	101
18	Log $h/h_0$ Vs volumen filtrado	104

		<b>Página</b>
19	Simulación de $h/h_0$ con base en la ec. 53	105
20	Log $K/K_0$ Vs capacidad teórica disponible	107
21	Coefficiente de retención como función de la velocidad	110
22	Constante de remoción como función de la velocidad	111
23	Turbiedad residual a diferentes tasas de filtración	112
A.1	Diagrama del balance de flujo en la entrada del filtro lento	130
A.2	Análisis granulométrico del lecho filtrante del modelo filtro lento	134

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

La investigación referente al tema de tesis denominado "Modelos de filtración lenta en arena para potabilización del agua", se sitúa entre los esfuerzos que se realizan a nivel internacional para aplicar y adaptar procesos biológicos con fines de potabilización del agua.

El uso de los filtros lentos de arena en el tratamiento del agua se ha extendido en varias partes del mundo. En Europa, la India y Colombia, es un proceso común en el tratamiento del agua. En los Estados Unidos de América el tema de la filtración lenta en arena está adquiriendo actualidad y gran interés en las instituciones académicas y oficiales. Donde se contempla como una alternativa a considerar para la potabilización del agua en pequeñas comunidades.

En México, el asunto de la filtración lenta en arena está recibiendo atención tanto por la Comisión Nacional del Agua (CNA) como por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), y por algunas universidades, como una posible alternativa para la potabilización del agua.

La filtración lenta en arena es una tecnología conveniente para la potabilización del agua en países en desarrollo y pequeñas comunidades donde las consideraciones fundamentales de diseño son: bajos costos, fácil operación y mantenimiento y remoción de microorganismos patógenos.

La modelación matemática y física del proceso de filtración lenta en arena es fundamental para comprender el comportamiento complejo de crecimiento de microorganismos adheridos en el lecho del

filtro, es útil en el desarrollo de estrategias de control operacional y contribuye para el desarrollo de mejores criterios de diseño de las unidades de tratamiento.

Se cuenta con varias propuestas para el diseño de filtros lentos de arena. La mayoría de carácter empírico, sin embargo, es necesario respaldar estas propuestas con una base científica en la modelación del proceso.

La estrategia del modelado en la filtración lenta en arena es similar al de la filtración a profundidad, la diferencia fundamental entre los dos tipos de filtración, está en el uso que se hace de la ecuación de continuidad.

En un momento determinado de la carrera de un filtro rápido la acumulación de depósitos es mayor en las capas superiores y se reduce progresivamente en las capas inferiores. En los filtros lentos de arena la acumulación de biomasa es mayor en las capas que contienen la mayor cantidad de depósitos; es decir, en las capas superficiales, por lo tanto, si el proceso de filtración lenta en arena se modela de manera similar a como se hace para los filtros rápidos, no se contradice el hecho de la forma como se acumula la biomasa en un lecho filtrante. Se supone que en la ausencia de un considerable efecto biológico, los mecanismos del proceso de la filtración lenta en arena son similares a los de la filtración rápida.

En este trabajo se explora la posibilidad de simular el proceso de filtración lenta en arena a partir de la modificación de la ecuación de continuidad de filtración a profundidad; la obtención de las constantes cinéticas con base en modelos de filtración rápida y la aplicación de la relación de Monod para describir el crecimiento de los microorganismos en la película biológica (producción de microorganismos adheridos a una superficie sólida). Además, se desarrolla un modelo para determinar la pérdida de



carga en las capas superficiales del lecho de filtros lentos de arena.

Se plantean y proponen modelos matemáticos que describen los procesos de filtración lenta en arena. Estos se verifican con modelos físicos piloto, en los que se emplea una muestra problema preparada en laboratorio, que simula las características del agua superficial.

Los modelos experimentales se diseñaron, construyeron y operaron en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Ambiental de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (DEPFI-UNAM).

En el trabajo se describen la construcción y la metodología de operación de los filtros piloto, y se hace la evaluación de parámetros de operación y eficiencias de remoción de material en suspensión y de material biodegradable.

## 1.1 Antecedentes

**Abasto de agua potable en México.** A pesar de que los recursos económicos destinados por el país, así como las obras de construcción para proporcionar agua potable al medio urbano mexicano han sido considerables, ello no ha garantizado que en muchos sistemas de abastecimiento de agua potable, la calidad cumpla con las normas establecidas por la autoridad competente para el consumo humano. En muchos casos debido a que las unidades de tratamiento no fueron bien proyectadas, o porque su operación y mantenimiento, no es el apropiado.

En el medio rural, las inversiones en el sector de agua potable han sido modestas, por lo que, la mayoría de las comunidades

carecen de agua para el consumo humano.

En México la infraestructura de servicios de agua potable es bastante modesta. Las cifras de la CNA indican que aproximadamente el 50 % de la población rural y 24 % de la urbana no reciben agua potable. Se estima, que a nivel nacional el 30% de la población total del país, no cuenta con abastecimiento mediante un sistema formal de agua potable (CICM, 1991).

La potabilización del agua en zonas urbanas, requiere de tecnologías específicas según la fuente y la calidad del agua para abastecimiento y en las zonas rurales se requiere, además, tecnologías apropiadas y de bajo costo para tratar los pequeños caudales que se necesitan para consumo humano.

La filtración lenta en arena es una alternativa de bajo costo y sencilla operación a considerar, con el fin de ampliar la cobertura de los servicios de agua potable, en particular en pequeñas comunidades del país.

**Experiencia en México.** La filtración lenta en arena en México no ha tenido un desarrollo importante, a pesar de que esta tecnología tiene las características de bajo costo, así como fácil operación y mantenimiento. Algunas de las causas de los sensiblemente bajos niveles de cobertura en los servicios de agua potable son que, debido en la situación económica del país, es muy difícil implementar tecnologías sofisticadas y con altos costos de construcción, operación y mantenimiento.

Actualmente existen instalados sistemas de filtración lenta en arena en cuatro estados de la República, a saber: Guerrero 2, Nuevo León 2, Puebla 1 y Sinaloa 30, que hacen un total de 35 sistemas de filtración lenta (CNA, 1992).

Como parte de este trabajo se llevó a cabo una inspección y

revisión de las instalaciones en Sinaloa y Nuevo León y se encontró que ningún sistema cumple con las características de construcción, operación y mantenimiento propias de la filtración lenta en arena. En el estado de Puebla, el sistema de filtración se encuentra en estado de abandono y en Guerrero, de los dos sistemas de filtración lenta, sólo uno de ellos se encuentra en operación.

Los principales problemas que se encontraron en la operación y mantenimiento de las unidades en Sinaloa y Nuevo León fueron:

- Precloración antes del proceso de filtración
- Velocidades de filtración mayores a las recomendadas en los criterios de diseño
- Procedimientos inapropiados en el proceso de limpieza y en el mantenimiento en general
- Falta de pretratamientos cuando las características de calidad del agua no son las adecuadas para aplicarse al sistema de filtración lenta

Esta situación reafirma el interés de desarrollar e implementar esta tecnología en el país como una alternativa económica y operacionalmente accesible, principalmente en pequeñas comunidades rurales.

**Experiencia en Colombia.** La aplicación del concepto de multi-barrera en el tratamiento de agua aumenta significativamente el potencial de la aplicación de la filtración lenta en arena. En este aspecto, se presenta una experiencia exitosa en la región andina de Colombia, donde plantas de tratamiento de varias etapas, que incluyen diferentes alternativas de pretratamiento junto con la tecnología de filtración lenta en arena, están produciendo agua de bajo riesgo sanitario (Galvis, 1991).

Con base en las características de las aguas crudas se obtuvieron

los primeros resultados y se concluyó que los filtros lentos de arena por sí solos no podrían manejar continuamente los niveles prevalecientes de turbiedad y coliformes fecales. Se investigó a escala piloto diferentes técnicas de pretratamiento para mejorar la calidad del agua antes de pasarla por los filtros lentos de arena. Los resultados fueron satisfactorios porque los sistemas de pretratamiento removieron una parte considerable de los sólidos suspendidos, redujeron coliformes fecales y los niveles de color real.

En Colombia se ha llevado a cabo investigación aplicada mediante la implementación de proyectos de demostración sobre filtración lenta en arena en el período 1984-1987 y pretratamientos (en desarrollo).

Cada sistema comprende cuatro pasos diferentes de tratamiento: acondicionamiento, unidad de filtración gruesa, unidad de filtración lenta en arena y desinfección: el acondicionamiento consiste, en algunos casos, en una sedimentación simple, pero recientemente éstos han sido reemplazados por un filtro grueso dinámico. Esta unidad tiene una capa de grava fina sobre un lecho de grava más gruesa. El agua que entra a la unidad, pasa sobre el lecho de grava y una parte se filtra mientras que el resto se retorna al río. Este sistema es un primer proceso de tratamiento, pero aún más importante es su ventaja de taponarse rápidamente cuando recibe turbiedades pico. El flujo a través del lecho se reduce de forma tal que le llega poca cantidad de sólidos suspendidos a las próximas unidades de tratamiento del sistema. Estos picos son de corta duración y la limpieza y retorno a operación de los filtros requieren de pocos minutos; la unidad de filtración gruesa, principalmente del tipo de flujo ascendente, es de una o varias etapas; las unidades de filtración lenta en arena con control a la entrada y el cloro para la desinfección se aplica por goteo como una barrera de protección final. En comparación con datos encontrados en la literatura, los resultados para cuatro

parámetros básicos: coliformes fecales, sólidos suspendidos, turbiedad y color real, muestran buenas eficiencias de tratamiento, con recuentos promedio de coliformes fecales por debajo de 1 colonia/100 mL, después de la filtración lenta en arena y antes del proceso de desinfección, como barrera de seguridad.

Bajo las condiciones que prevalecen en el Valle Geográfico del río Cauca, la combinación de filtración lenta en arena y filtros gruesos, ha demostrado ser muy efectiva en producir un efluente que requiere únicamente de una baja dosis de cloro como barrera final de seguridad.

**Experiencia en Perú.** El Plan Nacional Peruano para Abastecimiento de Agua Rural se inició en 1962 y en 25 años de duración se construyeron más de 1300 sistemas de abastecimiento para poblaciones de 500 a varios miles de personas. La gran mayoría de estos sistemas fueron diseñados para operar por gravedad. Aproximadamente una cuarta parte de dichos sistemas fueron plantas de tratamiento para fuentes de agua superficial. Las plantas se construyeron con base a un diseño común, el cual incorpora la siguiente secuencia de tratamientos: entrada de agua cruda con cribado, desarenador, sedimentador, un par de filtros lentos de arena y un tanque para la distribución del agua tratada. El Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) en 1979, realizó una evaluación preliminar de 40 de las anteriores plantas de tratamiento, e indicó que los sedimentadores y los filtros lentos de arena presentaban programas de mantenimiento inadecuados. Subsecuentemente un diagnóstico más intensivo involucró un reconocimiento de 60 sistemas, incluyendo 18 sistemas de tratamiento y se demostró que la mayor parte de los componentes de los sistemas tenían problemas fundamentales en la operación y en el diseño.

Los resultados del reconocimiento preliminar de los filtros lentos

de arena llevado a cabo por CEPIS sugirió que el 33 % de los filtros lentos de arena presentaban problemas fundamentalmente operacionales.

Los problemas principales que tienen las plantas de filtración lenta en arena en muchos poblados están relacionados con los siguientes aspectos:

- Altas turbiedades
- Variaciones en el flujo
- Medio filtrante inadecuado

En el diagnóstico llevado a cabo se observó en repetidas ocasiones, que la ausencia del control del flujo en el punto de llegada causaba en los filtros una tasa inestable e intermitente en el momento de la operación. Más de la mitad de las plantas carecían o presentaban una reducción marginal de turbiedad y contaminación bacteriana. Se demostró que la mayoría de los sistemas de tratamiento producían agua con valores mayores de 50 coliformes fecales en 100 mL. Todos los sistemas de filtración lenta en arena abastecían regularmente agua contaminada fecalmente; sólo 3 de los 16 sistemas reducían la cuenta de coliformes fecales a menos de 10 colonias en 100 mL. (Lloyd, 1988).

Dentro de las acciones tomadas para demostrar que los sistemas de filtración lenta en arena podían funcionar adecuadamente para el tipo de agua que se les abastecía, destaca la necesidad de aplicar sistemas de pretratamiento.

Muchas plantas de filtración lenta en arena han sido abandonadas por sus respectivas administraciones, debido básicamente a que no se cuenta con operadores capacitados para atender problemas de operación y mantenimiento y a que las plantas no están correctamente diseñadas para tratar aguas fuertemente

contaminadas. En conclusión , puede decirse que, desde un punto de vista técnico, los sistemas de tratamiento con filtros lentos de arena pueden operar satisfactoriamente con un adecuado programa de operación y mantenimiento y la aplicación de pretratamientos.

**Experiencia en Europa.** La filtración lenta en arena para suministros de agua potable en el sur de Gran Bretaña data desde 1829. En 1852 se convirtió en un requisito legal para toda el agua proveniente de fuentes superficiales en Londres. A comienzos de este siglo, la filtración lenta en arena era aceptada como una barrera vital en el abastecimiento de agua potable. Unos pocos años más tarde, se extendió el potencial del almacenamiento con largos períodos de retención y la disponibilidad de la cloración como una barrera de seguridad adicional. Cada una de estas etapas fue fundamental en el mejoramiento de la calidad del agua; sin embargo, la proliferación de algas en los embalses y el aumento en las cargas de sólidos suspendidos gradualmente empezó a crear problemas de colmatación en los filtros lentos de arena. Ridley (1967), menciona que este problema pudo ser superado cuando la Metropolitan Water Board (MWB) introdujo su primer filtro rápido de arena por gravedad en 1923. Con sólo modificaciones menores, este sistema de filtración doble en arena aún se usa.

Los filtros lentos de Londres operan con agua del río Támesis. Los niveles de amoníaco en el efluente del filtro lento de arena tienen valores típicos de 0.1 mg/L y los niveles de 4 a 6 mg/L de carbón orgánico total (COT) en el agua cruda son reducidos a valores entre 2 y 4 mg/L. Los periodos de operación de los filtros lentos están siendo determinados por mediciones de carbono orgánico no disuelto, clorofila y recuento de coliformes (Huck, 1987; Toms, 1988). La Thames Water Authority ha aumentado el ritmo de sus investigaciones para optimizar aún más el desempeño de los filtros incluyendo factores tales como: el efecto de eliminar radiación solar sobre los lechos, la ozonación y el uso de telas filtrantes.

En Zurich, en 1871 inició la operación de la primera planta para el tratamiento de agua empleando filtración lenta en arena. Debido a requisitos mayores de operación por el deterioro de la calidad del agua y al establecimiento de estándares más estrictos con respecto a la calidad del agua, particularmente en lo relacionado a menores niveles permisibles en sustancias orgánicas, se adicionaron otros procesos y en 1975 el filtro lento de arena se convirtió en el séptimo de un sistema de ocho etapas (pre-oxidación en los colectores del agua del lago, coagulación-floculación, ajuste de pH, filtración rápida en arena, tratamiento con ozono, filtración con carbón activado, filtración lenta en arena y desinfección usando dióxido de cloro).

**Experiencia en Estados Unidos de América.** La historia de la filtración lenta en los Estados Unidos ha sido lenta y mal aceptada, en contraste con la experiencia europea. Baker (1981), indicaba que la instalación de plantas de filtración tanto de flujo lento como de flujo rápido tuvo lugar en los años de 1890 y 1900, pero en los inicios de este siglo, los filtros rápidos ganaron popularidad. Por el año de 1940, los Estados Unidos tenían alrededor de 100 plantas de filtros lentos de arena y cerca de 2275 plantas de filtros rápidos en construcción (Logsdon, 1988).

Bellamy (1985) y Cleasby (1984), mencionan que las limitaciones de los filtros lentos de arena para sobreponerse a niveles altos de turbiedad, fue la principal razón del uso limitado de la filtración lenta en arena en los Estados Unidos, lo cual estimuló el desarrollo y el aprovechamiento de la tecnología de filtración rápida.

Weber (1972), asegura que la falta de éxito de los filtros lentos de arena en los Estados Unidos, se debe en gran parte a la presencia de arcilla fina suspendida en muchas de sus aguas superficiales. Particularmente, estas partículas penetran a través del lecho filtrante, de modo que al filtro difícilmente se le



puede dar mantenimiento por el método tradicional de raspado, obteniéndose un efluente de calidad inaceptable.

En Europa y Estados Unidos, para cumplir los requisitos de calidad del agua, se requiere de sistemas de tratamiento de varias etapas, ya que cada vez son más exigentes las normas de calidad de agua que ahí se tienen. Esto explica que la filtración lenta en arena por sí sola en esos países no puede producir un efluente de calidad aceptable.

La TABLA 1 muestra una visión de los requisitos en los Estados Unidos para cumplir con las normas de calidad de agua. En las últimas tres décadas, los requisitos que se han venido estableciendo son cada vez más estrictos. Esto tiene su fundamento en el avance de las investigaciones y de la capacidad de operación y mantenimiento. Es hasta 1989 cuando la norma para turbiedad cambia de acuerdo al sistema de tratamiento (TABLA 1).

En el año de 1970 y recientemente en 1980 el potencial de aplicaciones de los filtros lentos en arena en los Estados Unidos fue reconsiderado en parte por las aplicaciones ventajosas que se tenían en otras partes del mundo. Las limitaciones en el uso de grandes cantidades de agua se reconocieron, pero el proceso se consideró como fuerte candidato para usarse en pequeños sistemas, donde los requerimientos de terreno y la operación y mantenimiento no fueran una seria desventaja.

Adicionalmente, la filtración lenta en arena tiene una eficiente remoción de bacterias y virus, por lo cual se le considera que también pueda eliminar los quistes de *Giardia* (organismo patógeno, protozoario flagelado).

Un aparente incremento en la detección de giardiasis en los Estados Unidos alrededor de los años 70's plantean una nueva investigación e interés en los filtros lentos de arena.

TABLA 1 VISION DE LA EVOLUCION DE LAS NORMAS PARA TURBIEDAD DEL AGUA POTABLE EN LOS ESTADOS UNIDOS

PERIODO DE TIEMPO	TURBIEDAD MAXIMA PERMISIBLE
Antes de 1962	10 UTN
1962 a 1976	5 UTN
1976 a 1988	1 UTN
1989 al presente	Filtración lenta en arena 1 UTN Filtración rápida 0.5 UTN

Fuente: Galvis, 1991

Se ha diagnosticado un incremento de giardiasis en lugares donde el agua cruda tenía una alta calidad, baja turbiedad y no mucha evidencia de contaminación por agua residual. La calidad del agua cruda de estas áreas puede considerarse para el tratamiento a través de filtros lentos de arena.

La atención sobre la filtración lenta en arena se ha estimulado considerablemente por la aparición de tres artículos sobre este tópico en diciembre de 1984 (Slezak y Sims, Fox *et al* , Cleasby *et al*) en el Journal of American Water Works Association (JAWWA) y el interés generado por numerosas presentaciones técnicas con respecto a este tema en los años 80's, han generado considerar el uso de la filtración lenta en arena.

Las agencias reguladoras de calidad de agua están incluyendo la filtración lenta entre las opciones para ser consideradas en pequeños sistemas, ejemplo de ello, es que un buen número de plantas se han estado construyendo y otras se están remodelando (Logsdon, 1988).

Otro indicador del cambio de actitud de los Estados Unidos en el propósito de aplicar este proceso, se ha visto en la American

Water Works Association Research Foundation (AWWARF), al auspiciar un proyecto para el desarrollo de un "Manual de diseño y construcción de filtros lentos de arena". Este proyecto tiene por objeto desarrollar tecnología para ser aplicada en pequeñas comunidades.

La Agencia de Protección Ambiental (EPA) planea la construcción de plantas de filtración lenta en arena en un gran número de pequeñas comunidades en el futuro. Actualmente se calcula que son necesarios alrededor de 2900 sistemas de agua. De estos la EPA estima que alrededor de 1000 de los sistemas en los que necesitarán instalar filtros, se elegirán filtros lentos de arena.

**Consideraciones generales sobre la filtración lenta en arena.** La filtración lenta en arena es uno de los procesos de tratamiento más antiguos aplicados a las fuentes de suministro de agua para mejorar la calidad microbiológica, física y química del agua.

La filtración es el proceso mediante el cual el agua se purifica haciéndola pasar a través de un medio poroso. En la filtración lenta en arena, el agua se percola lentamente a través de los poros del lecho de arena. Durante este proceso, la calidad del agua (física y biológica) mejora considerablemente mediante mecanismos físicos, bioquímicos y biológicos.

Cuando el agua de abastecimiento está ligeramente contaminada, los filtros lentos de arena producirán agua bacteriológicamente segura. Normalmente la *Escherichia coli* estará ausente en una muestra de 100 mL del agua filtrada, lo que satisface la norma del agua para consumo humano.

Los filtros lentos de arena remueven también una amplia gama de sustancias, la literatura cita un ámbito de eficiencias logradas por los filtros lentos de arena para diferentes parámetros de calidad del agua, como se puede apreciar en la TABLA 2.

Las eficiencias indicadas en la TABLA 2, no siempre pueden ser alcanzadas. Por ejemplo, si la turbiedad está compuesta primordialmente de materia coloidal y partículas muy pequeñas por debajo de 0.5  $\mu\text{m}$ , como es el caso de algunas cuencas arcillosas, las eficiencias de remoción pueden estar en el ámbito de 0 a 40 % con turbiedades del agua cruda por debajo de 10 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN).

TABLA 2 EFICIENCIAS TIPICAS DE TRATAMIENTO PARA FILTROS LENTOS DE ARENA

PARAMETRO	REDUCCION TIPICA
Entero-bacterias	90-99.99 % o aún mayor; sin embargo, la eficiencia de remoción de coliformes es reducida por bajas temperaturas, aumento en la velocidad de filtración, uso de arena gruesa, poca profundidad del lecho de arena, concentración reducida del contaminante y justo después de la remoción en la membrana biológica.
Cercarias de esquistosoma	Remoción virtualmente completa.
Quistes de protozoarios	99-99.99 % aún después de la remoción de la biomensura.
Turbiedad	Generalmente reducida a menos de 1 UTN.
Color	30 - 90 % siendo 30 % la eficiencia más comunmente reportada.
Materia orgánica	DQO 30-70% ; COT 15-30% ; materia orgánica tal como ácidos húmicos, detergentes, fenoles y algunos plaguicidas y herbicidas pueden ser removidos desde 50 hasta más de 99 % .
Hierro y manganeso	Pueden ser significativamente removidos.
Metales pesados	30-90 % o aún más.

FUENTE: Galvis, 1991.

Las eficiencias reportadas en la TABLA 2 normalmente han sido obtenidas en unidades de filtración operadas con velocidades en el rango de 0.04 a 0.2 m/h y temperaturas superiores a los 5°C, con una altura del lecho filtrante superior a 0.5 m y de un tamaño efectivo del grano de arena entre 0.15 y 0.30 mm.

De los procesos de tratamiento conocidos, los procesos biológicos tienen la ventaja de remover contaminantes que no son eliminados eficientemente mediante tratamientos convencionales, tales como materia orgánica biodegradable, compuestos orgánicos sintéticos, nitrógeno amoniacal, hierro y manganeso.

La filtración lenta en arena es un sistema que favorece la formación de una capa biológica, la cual es capaz de oxidar biológicamente a la materia orgánica y nitrogenada. Estos compuestos disminuyen paulatinamente conforme se utilizan por los microorganismos en su metabolismo y reproducción, lo que facilita una reducción de sabores, olores y la cantidad de precursores (materia orgánica y nitrogenada) para la formación de subproductos como las cloraminas y trihalometanos, cuando se aplica el proceso de desinfección.

Los filtros lentos de arena son efectivos en la remoción de materia suspendida que se encuentra en el agua de abastecimiento; no obstante, los poros del lecho filtrante pueden obstruirse rápidamente, disminuir la tasa de filtración y con ello aumentar la frecuencia de las limpiezas. La operación normal del filtro ocurre cuando la turbiedad promedio es menor a 5 UTN y con valores máximos debajo de los 20 UTN, cuando esta ocurre por periodos cortos de unos días. Cuando esto no es el caso, se debe reducir la carga de materia suspendida en el agua cruda, mediante un proceso de pretratamiento antes de aplicar la filtración lenta.

Frecuentemente la filtración lenta en arena por sí sola no puede producir un efluente que cumpla consistentemente los requisitos de calidad de agua establecidos por las autoridades de salud. Las

fuentes de abastecimiento, tanto de países desarrollados como en vías de desarrollo, están tan contaminadas que difícilmente la filtración lenta por sí sola sería suficiente para potabilizar ese tipo de aguas, por lo que, se requiere de una combinación de procesos de tratamiento para cumplir con la norma de agua apta para consumo humano.

De las tecnologías en estudio de bajo costo y de aplicación a pequeñas comunidades, la filtración lenta en arena con pretratamientos es una opción viable para llevar a cabo el proceso biológico de tratamiento en la potabilización del agua.

Los filtros lentos de arena tienen la gran ventaja de ser eficientes y confiables, su construcción no es costosa y la operación no requiere de la adición de sustancias químicas y no necesita de equipo mecánico sofisticado.

Los costos de construcción de filtros lentos de arena, pequeños y medianos, son con frecuencia mucho menores que otros tipos de tratamiento. En la TABLA 3 se presenta una comparación de los costos de construcción de filtros lentos y rápidos de arena en la India (precios de 1983). En la TABLA 3 se observa que la construcción de un filtro lento es más cara que la de un filtro rápido de arena, para gastos mayores a los 3,000 m<sup>3</sup>/d (34.72 L/s).

TABLA 3 COSTOS DE CONSTRUCCION DE FILTROS LENTOS CON ARENA Y SISTEMAS CONVENCIONALES EN LA INDIA

CAPACIDAD (L/s)	C O S T O S (MILLONES DE PESOS)	
	FILTRO LENTO CON ARENA	CONVENCIONAL
11.57	155	186
17.36	186	248
23.15	248	279
34.72	372	372
46.30	465	434
57.87	589	496
81.02	775	589

FUENTE: Adaptado de Visscher, 1990

En la TABLA 4 se presenta una relación de las principales ventajas y desventajas de la utilización de filtros lentos de arena para la potabilización del agua, según Montgomery, (1985).

No obstante, que en la TABLA 4 se presenta una mayor inversión inicial en la construcción de los filtros lentos que en los rápidos, los costos de construcción de los filtros lentos pueden disminuir cuando se utilizan materiales más económicos, tales como ferrocemento y sistemas de drenaje baratos.

TABLA 4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Funcionamiento eficiente sin químicos desestabilizadores</li> <li>- Operación simple</li> <li>- Reducción de la turbiedad al 90 %</li> <li>- Reducción de orgánicos</li> <li>- Capacidad para usar un medio filtrante en un amplio intervalo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mayor requerimiento de espacio e inversión inicial que los filtros rápidos</li> <li>- Remoción pobre de algas</li> <li>- Baja reducción de color</li> <li>- El tratamiento del agua con turbiedad menor a 1 UTN puede ser difícil en ciertas aplicaciones y la remoción de color puede ser ineficiente</li> </ul>

FUENTE: Montgomery, 1985

Mejorando las acciones de protección de las fuentes de agua y aprovechando los sistemas de pretratamiento que se están desarrollando actualmente, la filtración lenta en arena puede ser aplicada en un número de escenarios mucho mayores de lo que antes se creía posible.

Estos hallazgos son muy relevantes tanto para los países en vías de desarrollo como para las naciones industrializadas, porque

darán mejores oportunidades para reducir o prescindir del uso de productos químicos de pretratamiento.

**Tasa de filtración.** Las tasas de filtración típicas para las unidades de filtración lenta en arena están en el rango de 0.04 - 0.4 m/h, y durante la carrera del filtro puede ser constante o variar en ciertos límites. La calidad filtrada de filtros maduros es insensible a la tasa de filtración y una alta calidad del filtrado se puede mantener a tasas de filtración arriba de 0.5 m/h. Sin embargo, altas tasas de filtración disminuyen la carrera del filtro (Rachwal, 1988).

En Amsterdam (Visscher, 1990), donde los filtros lentos de arena forman parte de la última etapa de tratamiento, operan a 0.6 m/h. Al incrementar la tasa de filtración se incrementa inevitablemente la profundidad de la zona activa del tratamiento, como consecuencia directa de una baja eficiencia de filtración. Se requiere conocer el efecto de la tasa de filtración en la zona activa de tratamiento, ya que se podría impactar en las condiciones de operación (aumento en la frecuencia de raspado, intervalos cortos en la regeneración completa de la arena).

**Carrera del filtro.** Al operar el filtro lento las impurezas y el crecimiento biológico van taponando el material granular, por lo que la rapidez con que se realiza el proceso disminuye gradualmente, por eso es necesario limpiar el filtro periódicamente. El tiempo desarrollado desde la iniciación de la operación hasta la realización de la limpieza del filtro, se le denomina carrera del filtro.

**Schmutzdecke.** El material depositado en la capa superior de la arena, constituye la descripción del término "schmutzdecke", de acuerdo a Huisman y Wood (1974), la schmutzdecke describe el "tejido de limo delgado de material de origen orgánico, a través del cual el agua pasa antes de llegar al medio filtrante".



Sin embargo, muchos operadores e investigadores se refieren a la capa total activa, como aquella que se remueve por el raspado, y la identifican como Schmutzdecke. La existencia de un tejido superficial o nata, de cierta extensión es innegable, ya que la sedimentación de partículas del agua sobrenadante y el desarrollo de algas en la parte superior del lecho de arena es inevitable. Sin embargo, la contribución precisa del depósito superficial, o tejido (nata), en el desarrollo de la pérdida de carga del proceso de tratamiento está todavía indefinida y sin poderse medir.

Experimentos realizados con filtros lentos en la sombra o cubiertos, presentan una menor pérdida de carga desarrollada en comparación a los lechos de arena expuestos a la luz del sol (Rachwal, Schellart, 1988). Pero hay duda, si el efecto es debido a la ausencia de algas en los depósitos superficiales o en combinación con la ausencia de algas en el lecho de arena. Es claro que el material formado por algas forma parte significativa del material acumulado en el filtro (Duncan, 1988).

**Maduración.** La purificación del agua en los filtros lentos depende de la formación de la Schmutzdecke, inicialmente se desecha el agua producida hasta comprobar mediante análisis fisicoquímicos y bacteriológicos, que es adecuada para consumo humano. Entonces es necesario que transcurra un cierto tiempo para obtener la Schmutzdecke, es decir para que el filtro presente un estado de maduración. Se considera que los filtros lentos alcanzan su maduración en un periodo de 3 a 4 semanas, en condiciones normales de tiempo, es decir que se no haya suspendido el agua a la entrada y que la calidad de la misma sea relativamente buena.

**Altura del lecho filtrante.** Generalmente es aceptado, que el proceso de tratamiento del agua empleando filtros lentos de arena, se localiza principalmente a los 2 o 4 cm, de la parte superior del lecho de arena. Sin embargo, existe evidencia que la turbiedad, bacterias y algas se remueven a través de toda la profundidad del filtro (Wheeler *et al*, 1988). La acumulación por

la captura de sólidos inertes y microorganismos, en compañía con el crecimiento biológico, incrementan la resistencia hidráulica al flujo, el cual se manifiesta como un incremento de la pérdida de carga. Una vez que se alcanza el límite de la pérdida de carga, el filtro no es capaz de mantener la tasa de flujo especificado; luego entonces, se requiere la limpieza del filtro mediante la remoción de la capa superior de arena. Las especificaciones de la altura del lecho del filtro y la altura del cuerpo del filtro, se realiza tomando un mínimo de la altura del lecho y adicionando a éste la altura total de arena removida en las operaciones de raspado hasta que el medio necesite del rearenado completo.

Es común encontrar discrepancias en la selección de la profundidad mínima de arena. Huisman y Wood (1974), recomiendan 0.7 m, y Visscher *et al* (1987), proponen 0.5 m, pero si la filtración lenta es el único tratamiento y el tamaño efectivo del grano es el de mayor rango, un incremento de 0.6 m podría ser aconsejable.

**VARIABLES FÍSICAS Y QUÍMICAS.** Una evaluación de los efectos de variables físicas y químicas importantes, en la acumulación de sólidos, podría ayudar a entender los mecanismos de los procesos que se llevan a cabo en los filtros lentos. El tipo de partículas primarias presentes en el agua cruda influyen en la eficiencia de la filtración. Por ejemplo, la existencia de algas en el influente a los filtros lentos, influye en la formación de curvas de pérdida de carga más acentuada que en aquellas en que el influente sólo posee partículas de arcilla o sílice.

Existe un tamaño crítico de partículas suspendidas, del orden de  $1\mu\text{m}$ , para el cual se tiene menos oportunidad de contacto entre las partículas suspendidas y el grano del medio filtrante. Este hecho se puede observar desde el principio cuando el medio filtrante está limpio, hasta el final de la carrera de la filtración. Las partículas menores que el tamaño crítico se removerán eficientemente debido, principalmente a la difusión, mientras que las mayores también se eliminarán eficientemente por la acción de

otros mecanismos, como la intercepción y sedimentación.

Cuanto mayor sea la densidad de las partículas suspendidas, mayor será la eficiencia de remoción de las partículas de tamaño superior al crítico mencionado anteriormente.

En general, el aumento de temperatura conduce a una eficiencia mayor, pues se tiene un aumento de energía termodinámica en las partículas del agua y consecuentemente, la difusión se vuelve un mecanismo importante, cuando se tienen partículas suspendidas menores que una micra. Por otro lado, la disminución de la viscosidad facilita la acción del mecanismo de sedimentación de partículas mayores de 1  $\mu\text{m}$ . En la práctica, se observa que se produce una mejor calidad del agua filtrada en verano que en invierno, en condiciones iguales de operación.

Cuando el medio filtrante se encuentra limpio, la eficiencia de remoción depende de la concentración de partículas suspendidas en el influente. Después de algún tiempo de filtración, la eficiencia de remoción aumenta con el incremento de concentración de las partículas suspendidas en el influente, pues las partículas retenidas hacen de colectores de otras partículas suspendidas. Evidentemente, al existir una eficiencia de remoción mayor con el aumento de concentración, la curva de pérdida de carga en función del tiempo será más acentuada.

**Potencial Zeta.** Las partículas coloidales tienen carga eléctrica. Sin embargo, la dispersión coloidal (fases sólida y acuosa juntas) no tiene una carga eléctrica neta, por lo tanto, existe una doble capa eléctrica en la interfase sólido-líquido. La doble capa consiste de una capa de iones de carga opuesta a la del sólido conocida como "capa estacionaria o compacta", y otra de iones esparcidos también de carga opuesta denominada "capa difusa". La doble capa establece un potencial de repulsión entre las partículas de la suspensión con cargas eléctricas semejantes. La magnitud de este potencial de repulsión y la distancia a la cual

actúa su campo de acción, se afectan por la composición química de la suspensión. Las características de la interfase sólido-líquido se miden en términos del potencial Zeta. El potencial Zeta es la medida de la energía requerida para llevar una carga unitaria del infinito hasta un plano que separa a la capa difusa del resto de la dispersión.

El potencial Zeta se determina de varias maneras: fenómenos electrocinéticos, electrofóresis y potencial de corriente de las partículas coloidales. Comunmente se emplea la electróforesis que consiste en determinar la velocidad electroforética de migración (observación en microscopio de las partículas coloidales en un campo eléctrico). El valor experimental de la velocidad de migración es directamente proporcional al potencial Zeta (Daniels, 1972).

La magnitud del potencial Zeta, así como la extensión de la doble capa, son dependientes de los valores de pH y fuerza química. Cuando las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante tienen potencial Zeta del mismo signo, la interacción entre las capas dificulta la adherencia, reduciendo la eficiencia de remoción. Como los materiales filtrantes comunes presentan potenciales Zeta negativos, sería conveniente que las partículas suspendidas tuvieran potencial Zeta neutro o positivo. El pH influye en la capacidad de intercambio iónico entre las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante. Para valores de pH inferiores a 7, disminuye el intercambio de cationes y aumenta el intercambio de aniones sobre las superficies positivas, mientras que para valores de pH superiores a 7, se produce un aumento en el intercambio de cationes y una disminución en el intercambio de aniones sobre las superficies negativas.

Estudio del proceso de filtración lenta en arena. Con base en pruebas de plantas piloto y a escala real de filtros lentos, se están estudiando en diversos países (Inglaterra, Holanda y Colombia) aspectos de la dinámica de los tratamientos y calidad

del agua filtrada. Las investigaciones van encaminadas a explicar como se puede predecir el periodo de maduración en función de las carreras previas, la variación de la calidad del filtrado con el tiempo de la carrera en la post-maduración y establecer algún tipo de modelo que represente la acción del tratamiento, que pueda ser aplicado para distintas condiciones.

La filtración lenta en arena al igual que la mayoría de los procesos de filtración, en el campo de tratamientos del agua y agua residual, es esencialmente una operación "discontinua", en la cual el proceso se interrumpe, a intervalos para remover el material acumulado. Tal tratamiento y comportamiento hidráulico es dinámico y en ninguna de la etapas de la carrera del filtro las anteriores condiciones presentan un estado estable. De la misma manera los cambios inesperados en la calidad del agua influente y la naturaleza biológica del proceso presentan un comportamiento impredecible en el tratamiento y comportamiento hidráulico. Sin embargo, sino se toman en cuenta tales eventos, la naturaleza del proceso es tal, que la hidráulica, acción del tratamiento y la pérdida de carga hidráulica a través del filtro, se incrementan uniformemente desde el inicio de la carrera. La acción del tratamiento, y la calidad del filtrado se incrementa rápidamente en el periodo inicial de "maduración", pero después de este periodo no está claro como cambia la calidad del filtrado con el tiempo (Graham, 1991).

Con base en observaciones experimentales de cambio de concentración del filtrado con una variedad de partículas discretas, sin aplicación de coagulantes y con una velocidad de aproximación inferior a  $12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ , Iwasaki, (1937), realizó contribuciones notables al proceso de filtración. Las tasas de filtración empleadas por Iwasaki fueron tasas típicas de filtración lenta. En el caso de la filtración de bacterias para el cálculo del coeficiente del filtro (medida del funcionamiento del filtro), Iwasaki estableció "los cálculos fueron mucho muy confusos debido a la notable multiplicación de la bacteria en la

arena".

Slade (1937), propuso modificar la ecuación de continuidad para el modelo de filtración lenta en arena. Entonces, la estrategia de modelación para el caso de filtración lenta en arena es similar a la de la filtración rápida, la diferencia entre los dos tipos de filtración, está en el uso de la ecuación de continuidad modificada (Ojha y Graham, 1991).

Sin embargo, la graduación de la arena y la tasa de filtración son diferentes, no obstante, el flujo es laminar en ambos casos, por lo tanto, los mecanismos de transporte de partículas pueden ser los mismos.

## 1.2 Objetivos

Esta investigación pretende ampliar la gama de conocimientos en torno a la modelación del proceso de filtración lenta en arena, por consiguiente, tiene como finalidad desarrollar un modelo que describa el proceso de filtración lenta en arena, que incluya tanto la remoción de partículas como de sustrato (materia orgánica biodegradable) y proponer además, un modelo para determinar la pérdida de carga en las capas superficiales del lecho de filtros lentos de arena. Los objetivos particulares comprenden:

- Establecer una ecuación de balance de materia, que incluya tanto la remoción de partículas como de materia orgánica biodegradable en la filtración lenta en arena
- Evaluar las constantes cinéticas de la filtración lenta en arena, a partir de modelos de filtración rápida en arena, para obtener la producción de biomasa y acumulación de partículas, como depósito de sólidos en lechos de filtros lentos de arena

- Establecer una ecuación que permita determinar la pérdida de carga en las capas superficiales del lecho de filtros lentos de arena
- Comprobar la teoría de la filtración lenta en arena mediante el estudio de modelos piloto en laboratorio

### 1.3 Alcances y limitaciones

Análisis de la evolución, el estado del arte y antecedentes del desarrollo de la filtración lenta en arena para la potabilización del agua.

La revisión de la literatura, está enfocada a extraer el conocimiento acerca de los mecanismos y parámetros que gobiernan el proceso, como son: hidráulica de la filtración en flujos porosos, transporte de partículas, adherencia, capa biológica, altura del lecho filtrante, variables físicas y químicas. Esto permite identificar vacíos en la literatura, que limitan la propuesta de modelos teóricos descriptivos del proceso, para incorporarse al diseño de estas unidades de tratamiento del agua. En particular, se hace énfasis especial, de la función de la capa biológica en el proceso de remoción de contaminantes.

Dado el estado real del conocimiento en el tema de los procesos biológicos para la potabilización del agua, resulta necesario relacionar los coeficientes cinéticos de la filtración inerte con los de la filtración biológica, con base en consideraciones simples y lógicas de los procesos de película biológica y acumulación de partículas.

Se desarrolla un modelo del proceso de filtración, con base en un balance de masa, que incluye tanto la remoción de partículas como de materia orgánica biodegradable en la capa biológica.

Se aplican las ecuaciones generales de tratamiento biológico (relación de Monod), para valorar las constantes cinéticas en la capa biológica.

La mayoría de los modelos propuestos en la literatura para determinar la pérdida de carga en filtros lentos, están basados en la teoría de remoción de sólidos en profundidad, por ello, se propone y desarrollan modelos de acción superficial, que describen la pérdida de carga y conductividad hidráulica en las capas superficiales del lecho de filtros lentos de arena.

Los modelos matemáticos propuestos y su aplicación, se verifican con datos obtenidos experimentalmente en estudios de filtros piloto.

La investigación, no pretende agotar el tema tan extenso y a la vez incipiente en el conocimiento, del proceso biológico de potabilización, sino establecer las bases e iniciar la discusión de los procesos de producción de microorganismos y acumulación de partículas en lechos de filtros lentos. Sin embargo, es un paso importante en la relación teoría-práctica, que contribuye a mejorar los criterios para el diseño de este sistema de tratamiento de agua.



## CAPITULO II

### REVISION Y ANALISIS DE LA LITERATURA

#### 2.1 Teoría de la filtración

La clasificación de las teorías de la filtración simplifican el análisis y discusión de las mismas. La teoría de la filtración del agua se describe de manera conceptual o empírica (teórica o descriptiva), y se desarrolla con base en la experimentación de laboratorio o campo. Para los propósitos de este trabajo, ésta se basa en consideraciones físicas, químicas y biológicas.

La teoría de la filtración física examina las características físicas como: lecho del filtro, método de operación y tipo de suspensión. Esta relaciona el tamaño del grano, tasa de filtración y temperatura del agua.

La teoría de la filtración química considera las características de la fase acuosa, superficie de las partículas suspendidas y medio filtrante.

La teoría de la filtración biológica está relacionada con la formación de la capa biológica en la parte superficial del lecho, y a la capacidad de ésta para remover materia orgánica biodegradable.

Se estima, que participan tres mecanismos en la remoción de partículas y materia biodegradable en el lecho de filtros lentos: transporte, adherencia y cinética microbiológica.

El transporte de las partículas es un fenómeno físico e hidráulico, afectado principalmente, por los parámetros que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia entre

partículas y granos es básicamente un fenómeno de acción superficial, que es influenciado por parámetros físicos y químicos. La actividad microbiológica se lleva a cabo en la parte superior del lecho del filtro, donde se forma una capa biológica capaz de retener a los microorganismos y metabolizar el sustrato para síntesis y mantenimiento de los microorganismos.

### 2.1.1 Teoría de la filtración física

Las investigaciones de Ojha y Graham (1991), son el mayor esfuerzo hasta ahora disponible, en el campo de la teoría de la filtración lenta en arena. Ellos parten de dos ecuaciones sugeridas por Iwasaki (1937).

$$u \frac{\partial C}{\partial x} + (1-\epsilon_d) \frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial C}{\partial x} = - \lambda C \quad (2)$$

donde

- C = Concentración volumétrica de la suspensión por unidad de volumen del lecho filtrante ( $L^3 L^{-3}$ )
- $\sigma$  = Volumen de material retenido por unidad de volumen del lecho filtrante ( $L^3 L^{-3}$ )
- u = Velocidad de aproximación ( $L T^{-1}$ )
- x = Distancia longitudinal (L)
- $\epsilon_d$  = Porosidad del material depositado
- t = Tiempo de filtración (T)
- $\lambda$  = Coeficiente del filtro ( $L^{-1}$ )

La ec. 1, está basada en un balance de masa. El volumen del material acumulado en el filtro es igual al volumen removido de la suspensión. Se supone que la densidad y porosidad del material depositado no cambia durante la carrera del filtro, y no hay reacción química o biológica, que pudiera ocasionar la producción

de material.  $\sigma (1 - \epsilon_d)$ , es el depósito específico que refleja el volumen que efectivamente ocupan las partículas removidas en el lecho del filtro.

La ec. 2, establece que la remoción de partículas suspendidas es proporcional a la concentración de partículas presentes en el agua.

El coeficiente del filtro se altera por el material depositado en el lecho del filtro. Gran cantidad de expresiones de la variación de  $\lambda$  con  $\sigma$  se emplean para la modelación de filtros rápidos; éstas se resumen en una tabla presentada por Tien y Gimbel (1982). Aquí únicamente se mencionan las de mayor aceptación.

Ives (1975), propuso un modelo que condidera un medio granular como un conjunto de esferas, en el inicio del proceso, y por un conjunto de capilares cilíndricos, en el transcurso del proceso, modificándose la velocidad intersticial por cantidades promedio de de depósitos presentes. Ives concluye que el coeficiente del filtro ( $\lambda$ ), es simultáneamente función de la superficie específica del medio granular y la velocidad intersticial.

$$\lambda = \lambda_0 \left(1 + B \frac{\sigma}{\epsilon_0}\right)^w \left(1 - \frac{\sigma}{\epsilon_0}\right)^t \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right)^z \quad (3)$$

donde

$$\left(1 + B \frac{\sigma}{\epsilon_0}\right)^w = \text{Modelo de los granos esféricos}$$

$$\left(1 - \frac{\sigma}{\epsilon_0}\right)^t = \text{Modelo del capilar cilíndrico}$$

$$\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right)^z = \text{Modelo de la velocidad intersticial}$$

$$B = \text{Constante de compactación} = \epsilon_0 / (1 - \epsilon_0)$$

$w, t, z$  = Constantes empíricas

$\sigma_u$  = Valor de saturación del depósito específico

$\epsilon_0$  = Porosidad inicial del lecho del filtro

$\lambda_0$  = Coeficiente inicial del filtro

La geometría de los poros del lecho filtrante no forman un geométrico ideal, por lo tanto, el empleo del modelo presentado en la ec. 3, requiere la determinación empírica de las constantes  $w$ ,  $t$  y  $z$ . Cuando  $\sigma = \sigma_u$  ;  $\lambda = 0$  ; debido a la expresión de saturación de la ec. 3.

La velocidad intersticial ( $u_i$ ) es igual a la velocidad de aproximación ( $u$ ) dividida por la porosidad del lecho del filtro. En un tiempo determinado de la carrera del filtro, la cantidad del depósito específico ( $\sigma$ ) alcanza un valor último ( $\sigma_u$ ), donde el proceso de filtración termina su operación. En este tiempo la velocidad intersticial alcanza una velocidad crítica ( $u_c$ ), con la cual termina la retención de partículas. Ives (1975) admite que la eficiencia de remoción o que el coeficiente del filtro sería proporcional a la diferencia entre los recíprocos de  $u_i$  y  $u_c$  elevada a alguna potencia  $z$ . Con base en esta hipótesis desarrolla el modelo de la velocidad intersticial.

#### 2.1.1.1 Mecanismos de transporte

Los poros del lecho filtrante son de 100 a 1000 veces mayores que las dimensiones de las partículas coloidales por ello, las partículas necesitan transportarse de las líneas de corriente a distancias próximas del grano para que se puedan colectar.

La remoción de partículas en los poros de un filtro, se mide por mecanismos de transporte que llevan las partículas pequeñas de las líneas de corriente del volumen del fluido a una distancia cercana a la superficie del grano en el filtro, entonces, las fuerzas superficiales capturan la partícula y la adhieren al grano. Los mecanismos de transporte se describen como difusión, sedimentación, intercepción, inercia y acción hidrodinámica. Se acepta que bajo las condiciones de filtración del agua, los mecanismos dominantes son difusión y sedimentación

(Amirtharajah, 1988).

Es difícil decidir si el mecanismo de cribado forma parte del transporte o de la adherencia. Este mecanismo es función del diámetro de los granos del lecho filtrante y de las partículas de la suspensión, de la tasa de filtración, viscosidad del líquido y de la densidad de las partículas suspendidas.

Varios investigadores de la filtración rápida, mencionan que el mecanismo de difusión es insignificante en el transporte de partículas, que se lleva a cabo en el proceso de filtración (Ives, 1961, Stanley, 1955 y O'Melia y Crapps, 1964).

La difusión es el transporte de partículas como resultado del movimiento browniano, por un bombardeo intenso a las partículas por las moléculas de agua. Este mecanismo se incrementa para partículas  $< 1 \mu\text{m}$ .

El mecanismo de sedimentación es debido a la fuerza de gravedad y asociado a la velocidad de sedimentación y se incrementa para partículas  $> 1 \mu\text{m}$  ( 5-25  $\mu\text{m}$ ).

La intercepción ocurre cuando las partículas que se mueven a lo largo de las líneas de corriente están lo suficientemente próximas a los granos de arena para que ocurra la adherencia. En estudios preliminares de la filtración, la intercepción fue considerada un mecanismo de transporte diferente, no obstante, recientes investigaciones la incorporan como condición límite de la adherencia, ocasionada por la difusión y sedimentación.

El mecanismo de acción hidrodinámica se debe a la rotación de la partícula y movimiento a través de las líneas de corriente, y se relaciona a la forma de la partícula e interacción con el campo del fluido (Ives, 1982).

El impacto inercial se produce cuando las líneas de corriente

divergen al estar cerca de los granos del medio filtrante, de modo que las partículas suspendidas con cantidad de movimiento suficiente para mantener su trayectoria, colisionan con los granos. El mecanismo por impacto inercial es importante para la filtración del aire pero insignificante para la filtración del agua.

Los mecanismos de transporte y el movimiento de las partículas en relación a las líneas de corriente y los granos del lecho se presentan en la FIG 1 (Ives, 1982).

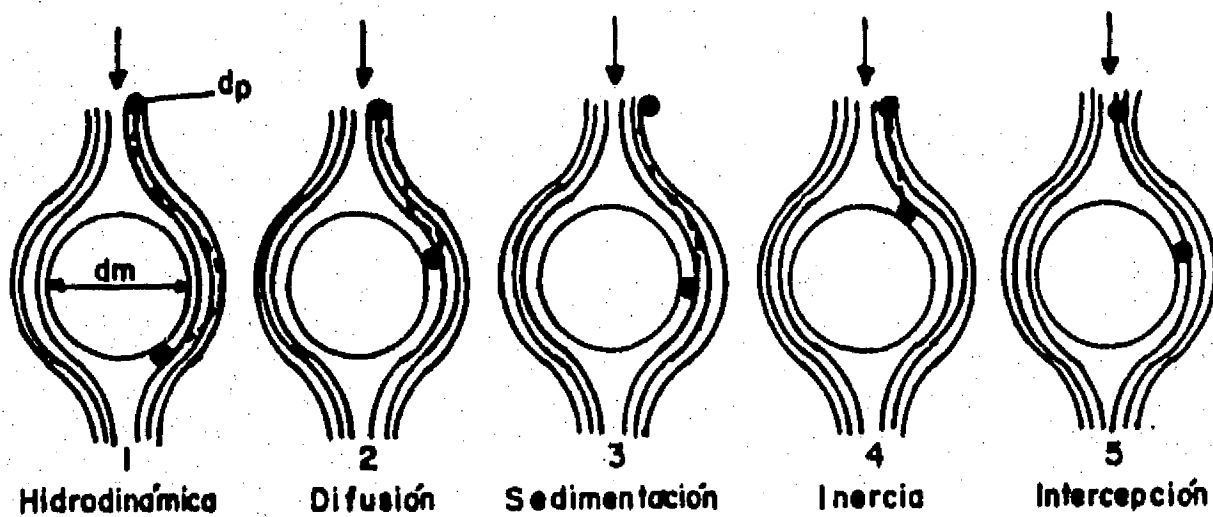


FIG 1 Mecanismos de transporte de la filtración

La aproximación fenomenológica no proporciona los elementos para entender los mecanismos de acumulación de sólidos en el lecho filtrante. El desarrollo de los mecanismos de transporte y adherencia en conjunto con la deposición de partículas, se describen colectivamente en la teoría de trayectorias.

El primer concepto de la determinación de la tasa de acumulación de sólidos a partir de la trayectoria de la partícula, se propuso para filtración del aire (Tien y Payatakes, 1979). O'Melia y Stumm (1967), la desarrollaron para la filtración del agua. Yao (1968) y Yao *et al* (1971), presentaron el primer análisis de trayectoria de partículas. Tien y Payatakes (1979), presentaron una excelente revisión de la teoría de trayectorias. Recientemente Tien (1988), realizó un resumen de los logros y fallas del análisis de trayectoria y las líneas de investigación a seguir para un mejor desarrollo.

El principio de análisis de trayectoria es revisar el lecho granular como la colocación ordenada de colectores (granos del lecho filtrante) y determinar la cantidad de partículas depositadas en los colectores al pasar el flujo de la suspensión a través de ellos.

En el análisis de trayectoria es necesario especificar:

- Geometría y tamaño de los colectores
- Campo de flujo cercano (ó a través) de los colectores
- Naturaleza y magnitud de las fuerzas importantes que actúan en las partículas presentes en la suspensión
- Criterio de adherencia de la partícula

La aplicación de las especificaciones anteriores, se inicia considerando la eficiencia de un colector único,  $\eta$ , definida como la tasa con la cual la partícula colisiona con el colector dividido por la tasa con la cual la partícula se aproxima al colector.

Se considera que la eficiencia de remoción de un colector único es el producto de un factor de eficiencia de la colisión ( $\alpha$ ) por la eficiencia del colector único ( $\eta_0$ ).

$$\eta = \alpha \eta_0$$

(4)

La determinación de  $\eta_0$  se basa en las teorías que incluyen los efectos físicos en la retención de partículas. Entonces,  $\alpha$  es un factor que considera los efectos químicos en la remoción de partículas.

La colisión implica la iniciación de interacciones recíprocas entre el colector y la suspensión y se lleva a cabo cuando la suspensión está en el ámbito de las fuerzas de atracción de Van der Waals y las fuerzas de atracción o repulsión asociadas con las interacciones de la doble capa.

A partir de los estudios experimentales de Friedlander (1958), sobre la filtración de aerosoles, Yao *et al* (1971), propusieron expresiones para determinar la eficiencia de un colector único, para los mecanismos de difusión, sedimentación e intercepción.

#### Difusión:

$$\eta_D = 4 P_e^{-2/3} = 0.9 (K T / \mu_a d_p d_m u)^{2/3} \quad (5)$$

donde

- $P_e$  = Número de Peclet =  $(u d_m / D)$
- $D = K T / (3 \pi \mu d_p) \text{ (L}^2\text{T}^{-1}\text{)}$
- $K$  = Constante de Boltzmann ( $1.38 \times 10^{-23} \text{ J / }^\circ\text{K}$ )
- $\mu_a$  = Viscosidad absoluta del agua ( $\text{M L}^{-1}\text{T}^{-1}$ )
- $T$  = Temperatura absoluta ( $^\circ\text{K}$ )
- $d_p$  = Diámetro de la partícula (L)
- $d_m$  = Diámetro de los granos del medio filtrante (L)
- $u$  = Velocidad de aproximación ( $\text{LT}^{-1}$ )

#### Sedimentación:

$$\eta_G = V_p / u = [ (\rho_p - \rho) g d_p^2 ] / 18 \mu_a u \quad (6)$$

donde

- $V_p$  = Velocidad de sedimentación de la partícula ( $\text{LT}^{-1}$ )
- $\rho_p$  = Densidad de la partícula ( $\text{ML}^{-3}$ )
- $\rho$  = Densidad del agua ( $\text{ML}^{-3}$ )
- $g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{LT}^{-2}$ )



### Intercepción:

$$\eta_I = 1.5 (d_p / d_m)^2 \quad (7)$$

Yao (1968), consideró que el cambio en la concentración ( $dC$ ), que ocurre en la suspensión en un elemento de profundidad ( $dx$ ), está relacionado con la eficiencia de un colector único y con la porosidad del lecho limpio del filtro.

$$\frac{dC}{dx} = - [ 1.5 (1 - \epsilon) / d_m ] \alpha \eta_0 C \quad (8)$$

donde

$\epsilon$  = Porosidad del lecho filtrante

$C$  = Concentración de la suspensión

$x$  = Distancia longitudinal

$\alpha$  = Factor de eficiencia de la colisión (considera efecto químico)

$\eta_0$  = Eficiencia total de remoción del colector ( $\eta_D + \eta_G + \eta_I$ )

El valor de 1.5 en la ec. 8, es función de la geometría de los colectores. Para este caso, los colectores se consideran esféricos.

Se acepta (pero no se prueba) que la expresión de los mecanismos de transporte individuales se adicionan a la eficiencia total de remoción del colector único ( $\eta_0$ ).

Comparando las ecs. 2, 3 y 8, y tomando en cuenta condiciones de lecho limpio ( $\sigma = 0$ ) se tiene:

$$\lambda_0 = 1.5 [ (1 - \epsilon) / d_m ] \alpha \eta_0 \quad (9)$$

Para  $\alpha = 1$ , todas las colisiones son efectivas; es decir todas las partículas quedan adheridas al lecho filtrante, entonces la ec. 9

representa el modelo de transporte físico y se emplea para determinar  $\lambda_0$ . El propósito de los modelos de adherencia de partículas es obtener el valor de  $\alpha$  como una función del sistema químico.

Rajagopalan y Tien (1979) presentaron una expresión para valorar la eficiencia de remoción en un colector único. Consideran los efectos de difusión, sedimentación, intercepción, retardación hidrodinámica, doble capa y fuerzas de London Van der Waals.

$$\eta_0 = 4 As^{1/3} Pe^{-2/3} + 0.72 As Lo^{1/8} Nr^{15/8} + 2.4 \times 10^{-3} As Ng^{1.2} Nr^{-0.4} \quad (10)$$

donde

$$As = \frac{1 - P^5}{1 - 1.5P + 1.5P^5 - P^6}$$

$$P = (1 - \varepsilon)^{1/3}$$

$$Ng = V_p / u \text{ (grupo gravitacional)}$$

$$Nr = d_p / d_m \text{ (grupo de tamaño)}$$

$$Lo = 4 H / 9 \pi \mu_a d_p^2 u$$

$$\eta_0 = \text{Eficiencia del colector único}$$

$$Lo = \text{Grupo London}$$

$$H = \text{Constante de Hamaker } (10^{-3} \text{ erg}) \text{ (ML}^2\text{T}^{-2}\text{)}$$

$$As = \text{Factor de Happel's del campo del fluido}$$

La ec. 10, es una expresión analítica derivada del análisis de trayectoria. El análisis presentado en las ecs. 8, 9 y 10, está basado en la desestabilización de partículas sin tomar en cuenta los potenciales de repulsión entre la partícula y el colector.

Para las condiciones:  $d_p = 3$  a  $4 \mu\text{m}$ ,  $d_m = 500 \mu\text{m}$  y con interacciones de superficie favorables ( $\alpha = 1$ ), se tiene;  $\eta = 6$  a  $8 \times 10^{-3}$ . Pero cuando las superficies presentan un potencial de repulsión ( $\alpha \neq 1$ ); el cálculo de  $\eta$  resulta un fracaso catastrófico en la colección de partículas o en la inesperada disminución de  $\lambda_0$  (Amirtharajah, 1988).

Las conclusiones de mayor importancia que se obtienen del estudio de los mecanismos de transporte son, tal vez, que no se toman en cuenta para el diseño de filtros. Que una mínima eficiencia en el mecanismo de transporte no significa que sea necesario aumentar la eficiencia en determinado orden (difusión, sedimentación e intercepción) para cumplir con el objetivo de la filtración. No obstante, que una gran cantidad de partículas (arcilla y bacteria) están en un ámbito de tamaño de 1  $\mu\text{m}$ , éstas son eficientemente filtradas del agua. O'Melia (1974) estableció que los mecanismos de transporte son capaces de realizar su trabajo aun con aquellas partículas que tienen una mínima habilidad para ser transportadas.

Los efectos de los diversos mecanismos de transporte y su ámbito de importancia práctica todavía no está totalmente definida. Ives y Sholji (1965) demostraron la diferencia en los resultados de varios trabajos relacionados con el estudio del efecto del tamaño del grano, tasa de filtración y viscosidad del líquido en la eficiencia de la filtración. No obstante, queda claro que estos factores son importantes en la filtración

El control de las variables se realizan de mejor manera empleando modelos de adherencia, aun cuando todos los factores involucrados se vean afectados por el transporte y la adherencia de partículas.

### 2.1.2 Teoría de la filtración química

Los efectos de parámetros químicos en el proceso de filtración, recientemente está recibiendo atención por algunos investigadores. De alguna manera, estas investigaciones son motivadas por la insuficiencia de la teoría de la filtración física, para predecir el funcionamiento del filtro. La teoría de la filtración química se presenta en forma descriptiva, debido a su incipiente desarrollo para expresarse en lenguaje matemático.

O'Melia y Stumm (1967, propusieron un modelo para el proceso de filtración en dos etapas: transporte, proceso físico-hidráulico; y adherencia, proceso fisicoquímico.

Mackrle y Mackrle (1961), establecieron que la adherencia de las partículas suspendidas en la superficie de los granos del medio filtrante, se controla por las fuerzas de Van der Waals y las interacciones de la doble capa son insignificantes.

La adsorción de partículas en la superficie de los granos del lecho filtrante, fue propuesto por Stein (1940), Ives (1961), Camp (1964), Fox y Cleasby (1966) y O'Melia y Crapps (1964).

La adherencia reside en la unión de la partícula al grano del lecho filtrante (el "grano" engloba material que ya fue removido de la suspensión). Los mecanismos fisicoquímicos que ocasionan la adherencia de la partícula al grano se clasifican en dos modelos: el clásico "modelo de la doble capa" se basa en la interacción de las fuerzas de repulsión electroestáticas y fuerzas de atracción de Van der Waals; y el "modelo del puente químico" es el efecto resultante del enlace químico entre la partícula de la suspensión y el lecho filtrante mediado por un floculante químico. El primero de los modelos, es importante en el proceso y mecanismos de la filtración lenta; el segundo, como no se emplean floculantes químicos en este proceso, no es importante.

#### 2.1.2.1 Mecanismos de adherencia

Es importante tener en cuenta las dimensiones de las partículas (diámetro,  $d_p$ ), medio filtrante (diámetro,  $d_m$ ), tamaño de poros (0.07-0.1 veces  $d_m$ ) y distancias para que el mecanismo de adherencia sea el que controle el proceso (Amirtharajah, 1988). Por ejemplo, las partículas coloidales removidas en un filtro tienen dimensiones de 0.01 a 10  $\mu\text{m}$ . El tamaño efectivo de la arena

usada en los filtros lentos de arena es 200  $\mu\text{m}$  (0.2 mm ), las dimensiones de los poros de la arena son 14-20  $\mu\text{m}$ , y la distancia de interacción de superficie es a menudo  $< 1\mu\text{m}$ . Estas dimensiones claramente indican, que el cribado no es tan importante como el mecanismo de adherencia.

Cuando las partículas están muy próximas a los granos de arena del lecho del filtro, las fuerzas superficiales provocan la captura de la partícula y su adherencia al grano de arena.

El proceso de adsorción de bacterias en superficie sólida es un mecanismo de dos etapas: la primera etapa es reversible y controlada por las interacciones electroestáticas (fuerzas de atracción de Van der Waals y fuerzas de repulsión y atracción asociadas a las interacciones de la doble capa); la segunda, forma enlaces mucho más fuertes entre el adsorbente (granos del lecho filtrante) y el adsorbato (bacteria), y es referida generalmente, como irreversible. Este proceso es el resultado de la actividad biológica del adsorbato (Olson y McCleary, 1991).

La teoría de Derjaguin-Landau y Verwey-Overbeek (DLVO), establece que la distancia que separa al adsorbente del adsorbato, es la distancia en la cual están balanceadas las fuerzas de repulsión ( $V_R$ ) y de atracción ( $V_A$ ). La energía de interacción ( $V_T$ ) entre la bacteria y la superficie sólida es:  $V_T = V_R + V_A$ , (Olson y McCleary, 1991).

El espesor de la doble capa aumenta al disminuir la concentración del electrolito, entonces una alta concentración de electrolito, hace que el espesor de la doble capa y potencial zeta sean pequeños. La adsorción reversible de bacterias ocurre en estas circunstancias.

Las bacterias capturadas en la adsorción reversible son fácilmente desplazadas por un deslavado suave o por las fuerzas cortantes (Rittmann, 1989).

El espesor de la doble capa es inversamente proporcional a la fuerza iónica. Entonces, en la medida que aumenta la fuerza iónica la doble capa se reduce. Si fuera el caso, que las interacciones de la doble capa, controla la deposición de partículas, al incrementar la fuerza iónica aumenta la deposición de sólidos en el lecho.

La adherencia ocurre por la interacción combinada de las fuerzas electrostáticas, de Van der Waals y químicas de atracción. La atracción electrostática es la más efectiva, pero ocurre sólo entre partículas que tienen cargas eléctricas opuestas. La arena natural de sílice tiene carga negativa y por lo tanto no puede remover partículas con la misma carga tales como bacterias, materia coloidal de origen orgánico, aniones de nitrato, fosfatos y compuestos químicos similares, Así, durante el periodo de maduración de un filtro lento de arena, sólo se remueven partículas de carga positiva tales como flóculos de carbonato, hidróxido de aluminio y de hierro, así como cationes de hierro y manganeso. El proceso de remoción de partículas positivas continua hasta una etapa en que ocurra la sobresaturación, entonces la carga del grano se invierte, se vuelve positiva y empieza la atracción y retención de partículas con carga negativa. Después del periodo de maduración, el lecho del filtro presenta una variada modificación de la capa del grano cargada negativa y positivamente.

La eficiencia del proceso de filtración es función de las fuerzas de adherencia y de arrastre. Si la tasa de filtración superficial permanece constante, la velocidad del fluido puede incrementarse conforme se acumulan las partículas en los poros del lecho. El incremento de velocidad en los poros del lecho del filtro, aumentan progresivamente las fuerzas de arrastre. Si las fuerzas de arrastre son igual en magnitud a las fuerzas de adherencia, las partículas se desprenden del grano del lecho del filtro y alcanzan cierta profundidad en el lecho del filtro.

### 2.1.2.2 Modelos de adherencia de partículas

Mintz (1966), propuso una hipótesis de deposición y arrastre. La deposición de partículas en los vacíos intergranulares del medio causan la elevación de la velocidad intersticial, provocando el desprendimiento de las partículas retenidas.

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \beta u \lambda C - \delta \sigma \quad (11)$$

donde

$\beta$  = Factor de volumen  
 $\delta$  = Coeficiente de arrastre

Adin y Rebhum (1977), modificaron la idea de Mintz, de que la tasa de retención, es igual a un factor de retención menos un factor de desprendimiento. Plantearon un modelo que incorpora aspectos como, adherencia y desprendimiento. Ellos emplearon la ecuación cinética siguiente:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = k_1 u C (F - \sigma) - k_2 \sigma St \quad (12)$$

donde

$k_1$  = Coeficiente de retención  
 $k_2$  = Coeficiente de desprendimiento  
 $F$  = Capacidad teórica del filtro, por ejemplo, cantidad de material retenido por unidad del medio filtrante que podría taponar completamente los poros del lecho  
 $St$  = Gradiente hidráulico

El primer término del lado derecho de la ec. 12, es un término de acumulación; es proporcional del flujo de partículas,  $uC$  y a la capacidad teórica disponible,  $F - \sigma$ . También se relaciona

indirectamente a la superficie disponible para la adherencia. El segundo término, representa los mecanismos que desprenden parcialmente las partículas adheridas y evita la adherencia de las partículas transportadas.

El parámetro capacidad teórica (F), no contradice el hecho que hay un límite práctico para la capacidad del lecho filtrante ( $\sigma_u < F$ ). En el valor de saturación ( $\sigma = \sigma_u$ ) previamente definida, la tasa de remoción de partículas es cero. Entonces de la ec. 12 el término  $\sigma_u$ , se determina mediante el método de prueba y error.

### 2.1.3 Teoría de la filtración biológica

Como la purificación del influente en el caso de filtros lentos es gobernada por la cinética microbiológica, es necesario considerar separadamente las porciones de la concentración influente, tanto las que participan como las que no participan. Si tenemos una fracción  $\iota$ , concentración influente de la partícula inerte, por ejemplo,  $\iota C_0$  que no participa en el desarrollo de la biomasa. Entonces, la fracción  $(1 - \iota)C_0$ , está disponible para la actividad microbiológica (Ojha y Graham, 1991). De las ecs. 1 y 2, e incorporando el efecto biológico se tiene:

$$\Delta\sigma = \frac{\beta u \iota C_0 \{1 - \exp(-\lambda_0 \Delta x)\} \Delta t}{\Delta x} + \frac{\gamma \beta u (1 - \iota) C_0 \{1 - \exp(-\lambda_0 \Delta x)\} \Delta t}{\Delta x} \quad (13)$$

donde

- $\iota$  = Fracción de la concentración influente que es inerte
- $\beta$  = Factor de volumen ( $1/1 - \epsilon_d$ )
- $\gamma$  = Coeficiente de actividad microbiológica ( $\gamma = 1$ , en el periodo de maduración)

$\beta$ , es un factor de volumen, que se interpreta como la relación



entre el volumen de los depósitos y el volumen de sólidos contenidos en los depósitos (factor de conversión para obtener el depósito específico). Ives (1982), describe los métodos experimentales empleados para evaluar el factor de volumen.

El planteamiento de la ec. 13, propone que la remoción de ambos tipos de materia (inerte y orgánica biodegradable) son aditivas. El primer término de la ec. 13, representa la remoción del material inerte, mientras que el segundo término indica la remoción ocasionada por la actividad microbiológica. Para representar la producción de microorganismos el segundo término se multiplica por un coeficiente  $\gamma$ . Los factores  $\gamma$  y  $\beta$ , son constantes en una primera aproximación.

#### 2.1.3.1 Actividad microbiológica

En el caso de los filtros lentos de arena, la formación de una capa biológica en la parte superior del lecho del filtro, conocida como Schmutzdecke (cubierta sucia), participa en el proceso de purificación y en el desarrollo de la pérdida de carga. La zona principal de tratamiento está confinada en unos cuantos centímetros de la capa superior del lecho del filtro lento de arena.

Sin embargo, hay evidencia experimental que señala que la zona de tratamiento no es siempre confinada en las capas superiores del lecho, ya que se ha determinado actividad microbiológica a una profundidad de 20 cm (Lloyd, 1973). En general, las capas superiores son más activas, debido a las altas concentraciones de la biomasa y en las capas inferiores la acumulación de biomasa es comparativamente menor (Duncan, 1988).

La ecología en la capa activa de los filtros lentos de arena, contempla varias especies de fauna y flora. Sin embargo, si bien

las biomasas acumuladas de algas y bacterias son similares, en magnitud, pero en un orden de magnitudes mayores que la biomasa de protozoarios (Duncan, 1988). Entonces, es posible representar la ecología en la capa activa de los filtros lentos de arena en términos del desarrollo de bacterias y algas. El desarrollo bacteriano puede ser modelado mediante la cinética tipo Monod, y sería de gran ayuda conocer si el desarrollo de las algas es principalmente en los poros de la arena en un crecimiento in-situ o son depositadas por el agua influente, o ambos. Este aspecto necesita de una investigación adicional (Graham, 1991).

#### 2.1.4 Flujo en medios porosos

Las velocidades a las que comunmente operan los filtros lentos de arena, corresponden a un flujo laminar y éste obedece a la ley de Darcy en lecho limpio del filtro.

A medida que los sólidos suspendidos son removidos por el filtro, el espacio vacío disponible para el flujo decrece y la velocidad a través de los poros del lecho se incrementa; en consecuencia para mantener la tasa de filtración deseada, se requiere más energía para forzar el paso del agua a través del filtro y así superar las pérdidas por fricción dentro del filtro. Esto se observa como un descenso en la energía total del agua desde el influente al efluente del filtro.

Cuando la energía decrece o la pérdida de carga aumenta o cuando la tasa de flujo deseada no puede mantenerse con el equipo disponible o cuando la calidad del agua efluente se deteriora debido al paso de sólidos suspendidos, el filtro se deja de operar y el medio filtrante se limpia o se reemplaza por otro. Las pérdidas de carga a través de materiales granulares en el rango laminar se formula por Darcy como:

$$u = K St \quad (14)$$

donde

$u$  = Velocidad frontal o de aproximación del agua sobre el lecho de arena ( $LT^{-1}$ )  
 $K$  = Coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica ( $LT^{-1}$ )  
 $St$  = Gradiente hidráulico =  $h/x$  (adimensional)  
 $h$  = Pérdida de carga (L)  
 $x$  = Profundidad del lecho (L)

El coeficiente de permeabilidad se puede determinar experimentalmente. Se han desarrollado varias relaciones teóricas para calcular  $K$ , a partir de características físicas medibles. Los componentes identificados del coeficiente  $K$  de Darcy son la densidad ( $\rho$ ), viscosidad del agua ( $\nu$ ), porosidad del lecho ( $\epsilon$ ) y tamaño y forma de los granos de arena constituyentes, que determinan el área superficial ( $a$ ) de los granos dentro del lecho, en relación con su volumen ( $v$ ).

La ecuación de Kozeny-Carman, muestra la resistencia de un lecho de arena limpio a la filtración del agua como sigue:

$$\frac{h}{x} = u \frac{\nu}{g} \phi \left(\frac{x_e}{x}\right)^2 \frac{(1 - \epsilon)^2}{\epsilon^3} a^2 \quad (15)$$

donde

$\nu$  = Viscosidad cinemática ( $L^2T^{-1}$ )  
 $\phi$  = Factor de forma (adimensional)  
 $a$  = Área superficial específica ( $L^{-1}$ )  
 $x_e/x$  = Distancia recorrida por el agua por espesor del medio filtrante (factor de tortuosidad)  
 $\epsilon$  = Porosidad del lecho filtrante  
 $g$  = Aceleración de la gravedad ( $L T^{-2}$ )

La esfericidad ( $\phi$ ), es la relación del área superficial de una esfera de igual volumen, al área superficial de la partícula. Los valores de  $\phi$  se han reportado de 6 para partículas esféricas, 8.5 para material granular triturado como carbón de antracita.

No hay una buena medida del factor de forma, por lo tanto, es más práctico determinar el producto de dos constantes empíricas ( $\omega = \phi (x_e/x)$  y  $a^2$ ), como una característica global del material del filtro que obtener valores separados de  $\omega$  y  $a$ . Esto se puede hacer al medir la pérdida de carga, tamaño de las partículas, temperatura y porosidad del medio en cuestión y cálculo de la constante  $\omega a^2$ . El valor de  $\omega$  es aproximadamente 5 para flujo en la región laminar (Fair et al, 1933).

De acuerdo con Sakthivadivel et al (1972), son cuatro los parámetros de la ecuación de Kozeny-Carman que cambian en el proceso de la filtración: porosidad del medio, área superficial de los granos del medio provocado por la acumulación de sólidos, factor de tortuosidad ( $x_e/x$ ) y factor de forma  $\phi$ . La imposibilidad de determinar exactamente estas variaciones durante el proceso de la filtración, hacen necesario simplificaciones, dando como resultado diferentes ecuaciones para la determinación de la pérdida de carga a través de un lecho poroso.

La pérdida de carga a través del lecho de arena limpio, de un filtro lento de arena es menor que 3 cm, con tamaño efectivo de 0.29 mm, coeficiente de uniformidad de 2.66 y velocidad de filtrado de 0.15 m/h. Para aplicar la ecuación de Kozeny-Carman a un filtro de arena de lecho no estratificado, cada peso fraccional ( $p_i$ ) del tamaño tamizado ( $d_i$ ), contribuye con su fracción del área total, siendo las relaciones individuales área-volumen  $6/(\phi d_i)$ . Por lo tanto, para una esfericidad uniforme:

$$\frac{h}{x} = u \frac{v}{g} \omega \frac{(1 - \epsilon)^2}{\epsilon^3} \left[ \frac{6}{\phi} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_i} \right]^2 \quad (16)$$

Aquí el diámetro  $d_i$ , es un diámetro promedio tal como el diámetro geométrico medio o la raíz cuadrada del producto de los tamaños de malla superior e inferior, en una fracción  $p_i$  de muestra analizada.

A la ec. 16, se le conoce como fórmula de Kozeny-Fair-Hatch.

#### 2.1.4.1 Teorías de la pérdida de carga

Todas las expresiones matemáticas derivadas de la pérdida de carga del filtro, debido a un taponamiento progresivo del lecho del filtro, están basadas en la ecuación de Kozeny-Carman. Cada investigador, sin embargo, adopta la ecuación que mejor se ajuste a los resultados de un experimento en particular.

Si la pérdida de carga inicial a través de una capa de grueso  $\Delta x$ , es  $h_0$ , la pérdida de carga ( $h$ ), a través de la misma capa que contiene un depósito específico ( $\sigma$ ), se calcula usando algunos de los modelos de pérdida de carga disponible del tipo:

$$\frac{h}{h_0} = f(\sigma, \epsilon_0) \quad (17)$$

Se investigaron varias modificaciones para representar la variación típica de la pérdida de carga con la profundidad. El modelo modificado para la variación de la carga normalizada con  $\sigma$ , incluyó una relación tipo Kozeny (Ojha y Graham, 1991).

$$\frac{h}{h_0} = \left( \frac{1 - (\epsilon_0 - \sigma)}{1 - \epsilon_0} \right)^{c_1} \left( \frac{\epsilon_0}{\epsilon_0 - \sigma} \right)^{c_2} \quad (18)$$

donde

$c_1, c_2$  = Constantes empíricas

Adin y Rebhum (1977), establecieron la remoción de partículas simultáneamente con la pérdida de carga.

$$\frac{h}{h_0} = \left( \frac{1}{1 - (\sigma/F)^{1/2}} \right)^3 \quad (19)$$

Los modelos representados en las ecs. 18 y 19, están basados en la teoría de remoción de sólidos en profundidad. Sin embargo, el tipo de operación de los filtros lentos es de acción superficial, por lo tanto, los modelos que describen la pérdida de carga en el lecho filtrante son de tipo exponencial con el volumen filtrado o el depósito específico.

## 2.2 Relación de Monod

El crecimiento de los microorganismos es directamente proporcional a la tasa en que ellos metabolizan o utilizan el sustrato. La curva clásica de crecimiento de microorganismos está planteada en tres fases: crecimiento exponencial, crecimiento exponencial limitado y decaimiento de microorganismos.

El crecimiento exponencial se representa en la iniciación de la curva clásica. Y se describe en forma cuantitativa como:

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \quad (20)$$

donde

$X$  = Concentración de microorganismos ( $M \times L^{-3}$ )

$\mu$  = Tasa de crecimiento específico ( $T^{-1}$ )

En el crecimiento exponencial se acepta que todos los microorganismos son viables, es decir capaces de reproducirse, ésto puede ser posible en cultivos controlados en laboratorio, pero no en una mezcla de cultivos con periodos largos de

residencia en procesos biológicos de tratamiento.

La fase de crecimiento exponencial limitado se describe por la relación de Monod (1942, citado por Curds, 1983). El extendió la descripción cuantitativa de la curva de crecimiento clásica; presentó que la tasa de crecimiento no es función únicamente de la concentración de microorganismos, sino también de la concentración de algún nutriente limitante. Esta relación se describe de la manera siguiente:

$$\mu = \frac{\mu_{\max} S}{K_s + S} \quad \text{ó} \quad \mu = \frac{Y K_{\max} S}{K_s + S} \quad (21)$$

donde

$\mu$  = Tasa de crecimiento específico ( $T^{-1}$ )

$\mu_{\max}$  = Tasa máxima de crecimiento específico ( $T^{-1}$ )

$K_s$  = Coeficiente de saturación (concentración de sustrato para  $\mu_{\max} / 2$ ) ( $M_s L^{-3}$ )

$S$  = Concentración de sustrato en la proximidad del microorganismo ( $M_s L^{-3}$ )

$Y$  = Coeficiente de rendimiento, masa de microorganismos por masa de sustrato utilizado ( $M_x M_s^{-1}$ )

$K_{\max}$  = Tasa máxima de utilización de sustrato por peso unitario de microorganismos ( $T^{-1}$ )

La autooxidación o el decaimiento de microorganismos es importante en procesos de digestión aerobia. Para incorporar este aspecto en el crecimiento de microorganismos, se combinan las ecs. 20 y 21 como sigue:

$$\mu = \frac{\mu_{\max} S}{K_s + S} - K_d \quad (22)$$

donde

$K_d$  = Coeficiente de decaimiento de microorganismos ( $T^{-1}$ )

La ec. 21, es similar a la relación de Michaelis-Menton, que

describe la interacción sustrato-enzima. La función de Monod, es la relación más empleada para describir la tasa de crecimiento específico. Cuando la concentración de sustrato es mucho mayor que  $K_s$ , la ec. 21, se reduce a:

$$\frac{dX}{dt} = \mu_{\max} X \quad (23)$$

donde

$$\frac{dX}{dt} = \text{Tasa neta de crecimiento de microorganismos } (M \times L^{-3} T^{-1})$$

$$X = \text{Concentración de microorganismos } (M \times L^{-3})$$

La tasa de crecimiento es independiente (orden cero) de la concentración de sustrato. Sin embargo, cuando  $S$ , es mucho menor a  $K_s$ , la tasa de crecimiento se convierte de primer orden con respecto a  $S$ , por lo tanto:

$$\frac{dX}{dt} = \frac{\mu_{\max} S X}{K_s} \quad (24)$$

Para bajas concentraciones de sustrato, generalmente encontradas en suministros de agua, la fase de crecimiento declinante (función de Monod) es de considerable importancia.

El material orgánico biodegradable es empleado como fuente de energía y de carbón por las bacterias heterotrofas. Para bajas concentraciones de compuestos orgánicos en las fuentes de abastecimiento, un tratamiento eficiente del agua puede aplicarse con procesos de filtración lenta en arena, debido a que una gran cantidad de biomasa se adhiere al lecho filtrante.

La retención y acumulación de biomasa en un reactor de película



biológica, excede en cantidad disponible de biomasa a un proceso de crecimiento suspendido y minimiza el potencial de arrastre de los microorganismos en crecimiento-lento. Suministra una alta área superficial específica relativamente inexpansible, y la operación del proceso de la película biológica es relativamente simple. Pequeñas profundidades del lecho <1m, son generalmente suficientes para una eficiente biodegradación con reactores de película biológica (Rittmann, 1982).

Las bajas concentraciones de compuestos orgánicos biodegradables en las fuentes de suministro de agua potable favorecen el crecimiento de microorganismos oligotrofos. Los oligotrofos poseen una alta relación superficie/volumen y exhiben una alta afinidad por el sustrato utilizable (Kuznetsov, 1979, citado por Bouwer, 1988).

Es común que las heterotrofas utilicen numerosos y diferentes compuestos, para obtener la energía necesaria para su mantenimiento. Ahora bien, la tasa de crecimiento de la nueva biomasa es proporcional a la utilización de sustrato, sin embargo, la concentración de un sustrato único no debe reducirse por abajo de un nivel mínimo, que es requerido para el mantenimiento. El valor límite es derivado de la relación de Monod, considerando que no hay producción de nuevas células ( $\mu = 0$ ).

$$S_{min} = \frac{K_s K_d}{\mu_{max} - K_d} \quad (25)$$

donde

$S_{min}$  = Concentración mínima de sustrato

$K_d$  = Coeficiente de decaimiento de microorganismos ( $T^{-1}$ )

Existe un cierto valor del tiempo medio de residencia celular ( $\theta_c$ ), que se define como el recíproco de  $\mu$ , en el cual la estabilización de la materia biodegradable no se lleva a cabo.

Este es un valor crítico de  $\theta_c$ , denominado tiempo medio de residencia celular mínimo ( $\theta_c^m$ ). Generalmente; en el valor de  $\theta_c^m$ , la concentración influente de sustrato, es igual a la concentración efluente y esta concentración, es mucho mayor que  $K_s$ , por lo tanto:

$$\frac{1}{\theta_c^m} = \mu_{max} - K_d \quad (26)$$

donde

$\theta_c^m$  = Tiempo medio de residencia celular mínimo (T)

### 2.3 Justificación de la investigación

La mayoría de los investigadores de la filtración del agua, examinan únicamente los efectos de parámetros físicos (tamaño del grano de arena y tasa de filtración), en el proceso de filtración.

Los desacuerdos en los resultados obtenidos empleando este enfoque, son considerables, la falta de acuerdo se origina por dos causas: la posibilidad que dos o más mecanismos de transporte puedan actuar simultáneamente, y a que, en anteriores investigaciones, las variables químicas y biológicas eran desconocidas y por lo tanto, no podían controlarse.

La discusión de algunos trabajos en el área de la filtración de aerosoles es útil para aclarar que mecanismos de transporte son los dominantes. Otro cambio puede ser el plantear modelos químicos y biológicos, que describan la adherencia y cinética microbiológica en la filtración del agua.

### 2.3.1 Mecanismos y procesos de la filtración lenta

En un filtro de arena se llevan a cabo tres mecanismos que contribuyen al transporte de partículas. Estos son resultado del efecto de un gradiente de concentración (movimiento browniano; difusión molecular), efecto del flujo (movimiento del fluido) y efecto de gravedad (sedimentación).

En un sistema de un fluido en movimiento, el efecto del flujo en el transporte de partículas, es dominante. La partícula se mueve en la dirección del flujo y a la misma velocidad. El transporte de la partícula en este caso, depende de la velocidad del fluido.

La sedimentación de partículas es importante en un sistema de filtración de flujo descendente, incluso las bacterias pueden sedimentar, si fuera el caso de que estuvieran asociadas a la materia fecal o inorgánica.

El efecto de la difusión molecular en el transporte de partículas en un sistema de filtración, es generalmente insignificante, sin embargo, el movimiento de la bacteria en la capa biológica es por difusión. EL transporte de bacterias es, por supuesto, mucho más dependiente en la difusión molecular; no obstante el ambiente químico afecta el transporte de bacterias en la capa biológica.

El proceso biológico, que ocurre en un filtro lento de arena, es ocasionado por el metabolismo y adherencia de la bacteria en el lecho filtrante; por lo tanto, la capa biológica es un agregado de microorganismos adheridos al lecho filtrante, que permite la formación de una gran masa de microorganismos, con una tasa baja de crecimiento específico, originada por las bajas concentraciones de sustrato en la mayoría de los suministros de agua potable.

El control del suministro de sustrato, a los microorganismos adheridos a la superficie de los granos del lecho filtrante, se

lleva a cabo por un fenómeno de transporte superficial. En particular, al menos tres factores tienen influencia en la tasa de utilización del sustrato en la película biológica: transporte, difusión y cinética de utilización del sustrato en la película. La nueva biomasa, se produce en la medida que el sustrato se utiliza, pero disminuye en la medida que es menor la superficie disponible para la adherencia. Entonces, el rendimiento neto del sustrato empleado, para el crecimiento de la nueva biomasa, es afectado por los factores físicos y químicos de la acumulación de sólidos en el lecho filtrante.

Las ecs. 3 y 13, contemplan ocho constantes,  $\lambda_0$ ,  $\beta$ ,  $\iota$ ,  $\gamma$ ,  $w$ ,  $t$ ,  $z$ , y  $\sigma_u$ , cinco de éstas ( $\lambda_0$ ,  $w$ ,  $t$ ,  $z$  y  $\sigma_u$ ) son dependientes de las características del lecho filtrante, modo de operación y suspensión, las restantes ( $\beta$ ,  $\iota$ ,  $\gamma$ ) son afectadas por las características del material en suspensión. Para emplear las anteriores ecuaciones en el diseño de filtros, es necesario determinar ocho coeficientes de cada lecho del filtro, tasa de filtración y característica de la suspensión.

En la expresión simple, del cambio de depósito específico de la ec. 13, la representación del efecto biológico presenta dificultades muy claras. Los efectos biológicos se incorporan en los coeficientes cuantificados empíricamente o seleccionados de manera arbitraria. La aproximación, en la determinación del efecto biológico, se aplica tan sólo a casos particulares, donde se calibra el modelo de acuerdo con las condiciones locales.

Por otro lado, los compuestos orgánicos individuales, en suministros de agua, presentan niveles del orden de microgramos por litro y a veces menores; de ahí que el sustrato biodegradable únicamente se define en términos relativos, ya que no existe una vía exacta de medición. Diversas investigaciones proponen la prueba de COA (carbón orgánico asimilable), que está basada en el desarrollo de especies heterotrofas; sin embargo, a pesar de que estas pruebas son prometedoras, los resultados tendrán que

correlacionarse con el crecimiento de bacterias en los sistemas de tratamiento para su aceptación como medida del sustrato biodegradable en las fuentes de abastecimiento.

Ya que el transporte de masa y el fenómeno de utilización de sustrato se llevan a cabo simultáneamente, a menudo la modelación de la película biológica es difícil de entender y emplear. Por consiguiente, se requiere de un modelo fácil de comprender, simple y de aplicación práctica.

Un modelo matemático que simule el comportamiento del crecimiento de microorganismos adheridos al lecho de un filtro lento de arena, debe emplear los principios básicos de procesos biológicos del tratamiento de microorganismos en suspensión en el fluido de un reactor; sin embargo, el desarrollo es algo diferente al proceso de lodos activados, ya que los microorganismos y el sustrato no ocupan el mismo volumen.

Para contar con un modelo universal, se requiere una adecuada definición de los mecanismos de los procesos biológicos y dinámicos, de tal forma que se incorporen a la teoría de la filtración existente.

Una vez que se establece el modelo de acumulación de partículas y producción de biomasa, como depósito en el lecho del filtro, puede evaluarse la variación de la pérdida de carga en la profundidad del lecho, para varios tiempos de la carrera del filtro.

Los modelos propuestos en la literatura, para determinar la pérdida de carga para filtros de arena, están basados en la teoría de remoción de sólidos a profundidad; por ello, se necesita de un modelo de acción superficial, que describa la pérdida de carga en los filtros lentos.

### 2.3.2 Conceptos del proceso biológico

El concepto  $S_{min}$ , implica que se remueve una pequeña cantidad o no se remueven los compuestos biodegradables en el caso que la concentración influente de sustrato es cercana o menor a  $S_{min}$ . Empleando el valor más bajo para  $K_s$ , reportado para oligotrofas,  $S_{min}$  toma valores de 0.1  $\mu\text{g}$  de DQO/L a 0.6  $\mu\text{g}$  de DQO/L. Por consiguiente, en el ámbito de estas concentraciones de materia orgánica o mayores en las fuentes de abastecimiento, es factible el desarrollo de la película biológica en los filtros lentos de arena.

Compuestos de concentraciones menores a  $S_{min}$  se metabolizan, si otro sustrato disponible es el sustrato primario, para suministrar la energía y carbón en el crecimiento y mantenimiento de la célula.

Namkung y Rittmann (1987), presentan que la biodegradación simultánea de varios sustratos a nivel traza ofrece una cinética ventajosa, que resulta en un incremento de la acumulación de biomasa y una tasa de remoción estable, comparada con la remoción del sustrato único.

El coeficiente de producción celular y tasa máxima de crecimiento son mucho mayores para las bacterias heterotrofas que para las bacterias nitrificadoras. Los valores típicos de  $Y$ ,  $\mu_{max}$  y  $\theta_c^m$ , a 20°C son: 0.6 mg SSV/mg de DQO, 6/día y 0.17 días, respectivamente, y para *nitrosomonas* son: 0.097 mg SSV/mg de DQO, 0.76/día, y 1.5 días. Por lo tanto, las bacterias heterotrofas crecen más que las nitrificadoras y producen mayor masa celular por unidad de sustrato removido (Rittmann, 1984).

En la nitrificación, el aceptor final de electrones es el oxígeno. La asimilación de  $\text{CO}_2$  es la energía significativa para autotrofas; su coeficiente de rendimiento ( $Y$ ), medido como gramos de células

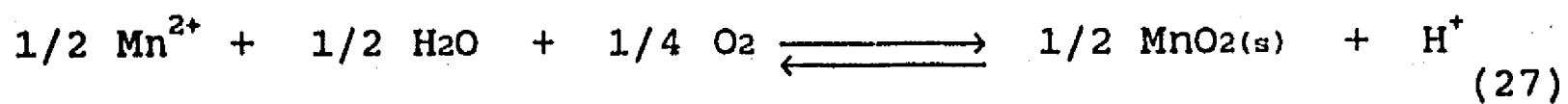
por gramo de nitrógeno utilizado y la tasa de crecimiento máximo ( $\mu_{max}$ ) son pequeños, ya que la oxidación del nitrógeno proporciona menor energía libre por electrón equivalente que la oxidación de compuestos orgánicos, compuestos de sulfuro e hidrógeno gas ( $H_2$ ) (Rittmann, 1984).

El crecimiento de bacterias nitrificantes es muy lento comparado con los organismos heterotrofos y la producción de células por unidad de energía del sustrato oxidado es baja. Aparte de la energía del sustrato nitrogenado y oxígeno, los organismos autotrofos nitrificantes requieren también de carbono inorgánico para la síntesis del material orgánico celular. En efecto, el uso principal de la energía producida de las oxidaciones de compuestos inorgánicos radica en la reducción del  $CO_2$  a formas orgánicas (Barnes y Bliss, 1983).

Cuando están presentes el amoníaco y los compuestos orgánicos biodegradables existe una competencia entre las bacterias autotrofas (nitrificantes) y las bacterias heterotrofas por el oxígeno y el espacio en la biopelícula. Se ha observado en los sistemas de tratamiento que las bacterias heterotrofas aerobias generalmente ganan esta competencia de tal forma que resulta en primera instancia, la remoción de la materia orgánica y, posteriormente, la nitrificación, siempre y cuando se tenga una cantidad suficiente de oxígeno remanente (Bouwer, 1988).

La mayor producción de heterotrofas hace que se desarrollen en condiciones que impiden el crecimiento de las nitrificadoras. Por ejemplo, el incremento de las fuerzas cortantes por el aumento de la tasa de filtración y pequeños tamaños del lecho tienen un efecto menor en el crecimiento de las heterotrofas que en las nitrificadoras. La tasa de crecimiento estable de las heterotrofas las hacen tomar ventaja competitiva para la colonización de superficies. McCarty *et al* (1981), estiman que las heterotrofas predominan en películas biológicas cuando la materia orgánica biodegradable excede aproximadamente 3 mg de DQO/L.

La materia acumulada en los granos del filtro de arena sufre cambios mediante la actividad bioquímica y bacteriana. Los compuestos solubles ferrosos y manganosos se convierten en hidratos insolubles y pasan a formar parte de la capa que rodea a los granos de arena. Una parte de la materia orgánica se oxida, proporcionando la energía que necesita la bacteria para su metabolismo y la otra se transforma en materia celular. La explicación aceptada para la remoción de manganeso (Mn), describe la necesidad de maduración del filtro y la formación del depósito de dióxido de manganeso ( $MnO_2(s)$ ) en el lecho del filtro, antes que se lleve a cabo la mayor cantidad de remoción de manganeso. La reacción de oxidación que remueve manganeso como ( $MnO_2(s)$ ) es:



Las investigaciones europeas indican que la remoción biológica del manganeso, puede estar asociada íntimamente con la nitrificación. Las bacterias nitrificantes y oxidantes de manganeso obtienen cantidades similares de energía libre de sus respectivas oxidaciones, debido a que ambas utilizan el oxígeno como aceptor de electrones y el  $CO_2$  como fuente de carbono y por lo tanto, debe esperarse que tengan grados similares de crecimiento.

Así, las condiciones que permiten la acumulación de las bacterias nitrificantes, también permiten la oxidación del manganeso y su acumulación si el  $Mn(II)$  se encuentra presente en cantidades adecuadas. Oxidaciones asociadas de  $NH_4^+$  y de  $Mn(II)$  en las plantas de tratamiento europeas, sugieren la biooxidación del manganeso. La maduración del filtro necesaria para una eficiente remoción del manganeso, ayuda a crear condiciones biológicas favorables.



### 2.3.3 Influencia del tamaño de los granos y tasa de filtración en el proceso de filtración

Los mecanismos de transporte y de adherencia son afectados por el tamaño de los granos ( $d_m$ ) y la tasa de filtración, por ejemplo. Un aumento en el tamaño de los granos del medio filtrante disminuye la superficie específica del grano, así como la tortuosidad del lecho. También el tamaño del poro aumenta con el incremento de  $d_m$ . Estos factores disminuyen la tasa de remoción de partículas. Por otro lado, la disminución de  $d_m$ , aumenta las fuerzas cortantes. La solución de Lamb (1932), para fuerzas cortantes en la superficie de partículas esféricas presenta que:

$$\tau = \frac{3 \mu_a u}{d_m} \text{ sen } \theta \quad (28)$$

donde

$\tau$  = Esfuerzo cortante ( $NL^{-2}$ )  
 $\mu_a$  = Viscosidad absoluta ( $NTL^{-2}$ )  
 $\theta$  = Angulo de impacto medido del eje vertical  
 $u$  = Velocidad de aproximación ( $LT^{-1}$ )  
 $d_m$  = Diámetro de los granos del lecho (L)

Varios investigadores han señalado que se produce una mayor eficiencia de remoción en medios filtrantes finos que en gruesos (TABLA 5).

Sin embargo, no hay un acuerdo en la dependencia cuantitativa de la tasa de remoción de sólidos con  $d_m$ .

Se concluye que la tasa de remoción de sólidos ( $\partial\sigma/\partial t$ ), varía inversamente al tamaño del medio filtrante. Como se observa en la TABLA 5, varios autores han observado correlación entre  $\lambda_o$  y  $d_m$ . Tomando la forma de  $\lambda_o \approx d_m^{-n_1}$ , donde  $n_1$ , toma valores en el rango de 1 a 3, se acepta que:  $\partial\sigma/\partial t \approx d_m^{-n_1}$ .

TABLA 5 REMOCION COMO UNA FUNCION DE  $d_m$

OBSERVACION CUALITATIVA	INVESTIGADOR	COMENTARIOS
Mayor tasa de remoción para pequeños tamaños del grano del medio filtrante	Baylis, 1937	-----
	Stein, 1940	$\lambda_0 \propto 1/d_m^3$
	Ling, 1955	$\lambda_0 \propto 1/d_m^{1.5}$
	Stanley, 1955	$\lambda_0 \propto 1/d_m^{2.5}$
	Mintz <i>et al</i> , 1960	$\lambda_0 \propto 1/d_m^{1.7}$
	Borchardt <i>et al</i> , 1961	mayor remoción en medio fino
	Hunter <i>et al</i> , 1963	-----
	Ives <i>et al</i> , 1965	-----
	Agrawal, 1966	-----
Tchobanaglou, 1968	-----	

FUENTE: Wright, 1970

Al aumentar la velocidad de aproximación se incrementa la tasa de colisiones entre las partículas y los granos del medio filtrante, sin embargo, se incrementan las fuerzas de corte como se presenta en la ec. 28.

El aumento de la velocidad incrementa las fuerzas de corte, que arrastran a las bacterias capturadas en la adsorción reversible.

Varios investigadores identifican la relación cuantitativa entre la eficiencia de remoción (medida del coeficiente del filtro) y la tasa de filtración, como se lista en la TABLA 6.

Las investigaciones presentan que la eficiencia de remoción aumenta en la medida que la tasa de filtración disminuye; sin embargo, hay poco acuerdo en la dependencia cuantitativa. Entonces, en general  $\partial\sigma/\partial t \approx u^{-n_2}$ , el valor  $-n_2$  se determina experimentalmente.

TABLA 6 RELACIONES DEL COEFICIENTE DEL FILTRO ( $\lambda_o$ )

Investigador (año)	$\lambda_o = f$ (variable)
Iwasaki (1937)	$d_m^{-1} \bar{u}^{0.3}$
Stein (1940)	$d_m^{-3}$
Fair (1951)	$\mu_a^{-1} d_m^{-1.67}$
Ling (1955)	$d_m^{-1.5}$
Stanley (1955)	$u^{-1.56} d_m^{-2.46}$
Hall (1957)	$d_m^{-2.5}$ (cribado) $(\mu_a u d_m)^{-1}$ (sedimentación)
Hudson (1959)	$\ln [1/u d_m^3 \mu_a]$
Mintz <i>et al</i> (1960)	$u^{-0.7} d_m^{-1.7}$
Mackrle (1961)	$\mu_a^{0.5} u^{-1} d_m^{-2}$
Maroudas (1965)	$u^{-1}$
Ives <i>et al</i> (1965)	$d_m^{-1} \mu_a^{-2} u^{-1}$
Ives <i>et al</i> (1969)	$\mu_a^{1.4} d_p^{0.3} d_m^{-1.4} u^{-4}$
Heertjes <i>et al</i> (1967)	$\frac{(1 - \epsilon_o) \epsilon_o H}{\mu_a u d_m}$

FUENTE: Wright, 1970

H = Constante de Hamaker;  $\epsilon_o$  = Porosidad inicial;  $d_m$  = Tamaño del grano;  $d_p$  = Tamaño de la partícula suspendida; u = Velocidad de aproximación;  $\mu_a$  = Viscosidad absoluta

Las TABLAS 5 y 6 muestran la confusión de la investigación del proceso de filtración. Lo insuficiente de la investigación podrá superarse mediante un método sistemático de análisis de información de las variables químicas y físicas que tienen influencia en el proceso de filtración. La revisión y análisis de la literatura presentada anteriormente; es la base para desarrollar un modelo de la filtración lenta en arena que contemple categorías definidas del proceso físico, químico y biológico que se llevan a cabo en los filtros lentos.

## CAPITULO III

### PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

#### 3.1 Cinética microbiológica

Las relaciones cinéticas planteadas hasta aquí, parten de la producción de microorganismos. Sin embargo, relaciones similares son necesarias para el consumo de sustrato. La tasa de sustrato se define proporcional a la tasa de producción de microorganismos:

$$\frac{dS}{dt} = - \frac{\mu}{Y} X \quad (29)$$

donde

$\frac{dS}{dt}$  = Consumo de sustrato por los microorganismos ( $M_s L^{-3} T^{-1}$ )

Y = Coeficiente de rendimiento, masa de microorganismos por masa de sustrato utilizado ( $M_x M_s^{-1}$ )

$\mu$  = Tasa de crecimiento específico ( $T^{-1}$ )

X = Concentración de microorganismos ( $M_x L^{-3}$ )

Realizar un balance de microorganismos en el filtro lento de arena es difícil, ya que los mecanismos que controlan el espesor de la película biológica en el lecho filtrante, no están bien definidos. Por ello, es preferible emplear un balance de sustrato. Por otra parte, el régimen hidráulico en filtros lentos de arena se aproxima de manera realista, si se acepta flujo pistón en vez de mezcla completa. Por consiguiente, en estado estable, la concentración del sustrato en un reactor de flujo pistón, disminuye con la profundidad. En la FIG 2, se presenta el balance de sustrato para un elemento diferencial.

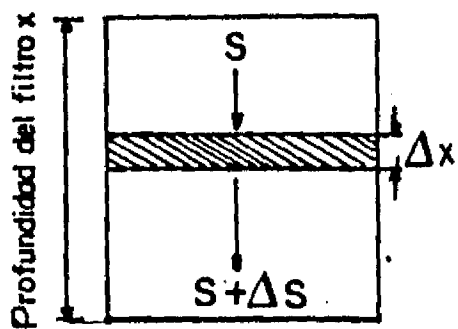


FIG 2 Balance para un elemento diferencial

Entrada	+	Reacción	=	Salida	+	Acumulación
$Q S$	+	$(- \frac{\mu}{Y} Mx)$	=	$Q (S + \Delta S)$	+	$0$

(30)

donde

$Q =$  Gasto ( $L^3 T^{-1}$ )

$S =$  Concentración de sustrato en el influente ( $M \times L^{-3}$ )

$S + dS =$  Concentración de sustrato en el efluente ( $M \times L^{-3}$ )

$Mx =$  Masa de microorganismos en el elemento diferencial que remueve el sustrato ( $Mx$ )

La masa de microorganismos se expresa como el producto de la diferencial de profundidad, superficie específica de los granos del medio filtrante, densidad másica de la capa biológica y el espesor de la película biológica.

$$Mx = a \rho_b l A \Delta x \tag{31}$$

donde

$Mx =$  Masa de microorganismos en el elemento diferencial que remueve el sustrato ( $Mx$ )

$a =$  Superficie específica del medio filtrante ( $L^{-1}$ )

$\rho_b =$  Densidad másica de la película biológica ( $M \times L^{-3}$ )

$l =$  Profundidad de la capa biológica (L)

$A =$  Area de la sección transversal del filtro ( $L^2$ )

$\Delta x =$  Longitud del filtro (L)

Sustituyendo el valor de  $M_x$ , en la ec. 30, se obtiene:

$$u \text{ y } \frac{\Delta S}{\Delta x} = - \mu \text{ a } \rho_b l \quad (32)$$

En la ec. 32, existen cinco constantes empíricas difíciles de medir; por lo tanto, es más práctico determinar una constante empírica, que relacione a las cinco constantes involucradas.

Si,  $S$  es mucho menor a  $K_s$ , la tasa de crecimiento se convierte de primer orden con respecto a  $S$ , por lo tanto:

$$\mu = Y K_c S \quad (33)$$

donde

$$K_c = K_{max} / K_s = \text{Tasa constante de utilización de sustrato} \\ (L^3 M_x^{-1} T^{-1})$$

De la ec. 33, y definiendo  $K_{rem} = K_c \text{ a } \rho_b l A / Q$ ; y Sustituyendo en la ec. 32, se tiene:

$$\frac{\Delta S}{\Delta x} = - K_{rem} S \quad (34)$$

donde

$$K_{rem} = \text{Tasa constante de remoción de sustrato } (L^{-1})$$

Integrando la ec. 34, en los límites:  $x = 0, S = S_0$ ; y  $x = x, S = S_x$ . Si  $S = S_0 - S_x$ , donde  $S$ , es el sustrato ejercido se tiene:

$$S = S_0 \left( 1 - \exp \left[ - K_{rem} x \right] \right) \quad (35)$$

El coeficiente de rendimiento (Y), para propósitos de la determinación experimental se expresa como:

$$Y = \Delta X / \Delta S \quad (36)$$

donde

$\Delta X$  = Incremento de biomasa  
 $\Delta S$  = Sustrato utilizado

Si no hay cambio en la composición de la biomasa en un periodo largo y permanecen constantes las condiciones ambientales, entonces se designa  $X_0$  y  $S_0$  como la concentración de microorganismos iniciales y concentración de sustrato inicial, respectivamente.  $X$  y  $S_e$  representan las concentraciones durante el crecimiento. Para un filtro lento de arena  $X_0 = 0$ ; entonces, si  $S = S_0 - S_e$ , de las ecs. 35 y 36 se tiene:

$$X = Y S_0 \left( 1 - \exp \left[ - K_{rem} x \right] \right) \quad (37)$$

donde

$X$  = Microorganismos producidos (masa de SSV / volumen del lecho)  
 $Y$  = Coeficiente de rendimiento (masa de SSV / mg de DQO removida)

Si suponemos que  $K_d$  es menor, en orden de magnitud que la tasa de crecimiento específico, lo cual es válido en un amplio rango de valores de  $\mu$  y  $K_d$ ;  $K_d$  no es una constante verdadera, sino que disminuye con la edad del microorganismo, porque le es más fácil a éste metabolizar las porciones de sustrato; si además se considera nulo el desprendimiento de microorganismos ocasionado por factores físicos, entonces es razonable suponer que la producción de microorganismos en el lecho del filtro está relacionada únicamente con la utilización de sustrato; como se presenta en la ec. 37.

### 3.2 Balance de materia

Considérese un elemento de volumen arbitrario del filtro de porosidad  $\epsilon$  de lados  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ , como se muestra en la FIG 3. En él la concentración de la suspensión es  $C$  y la velocidad de la suspensión es  $\hat{U}$ .

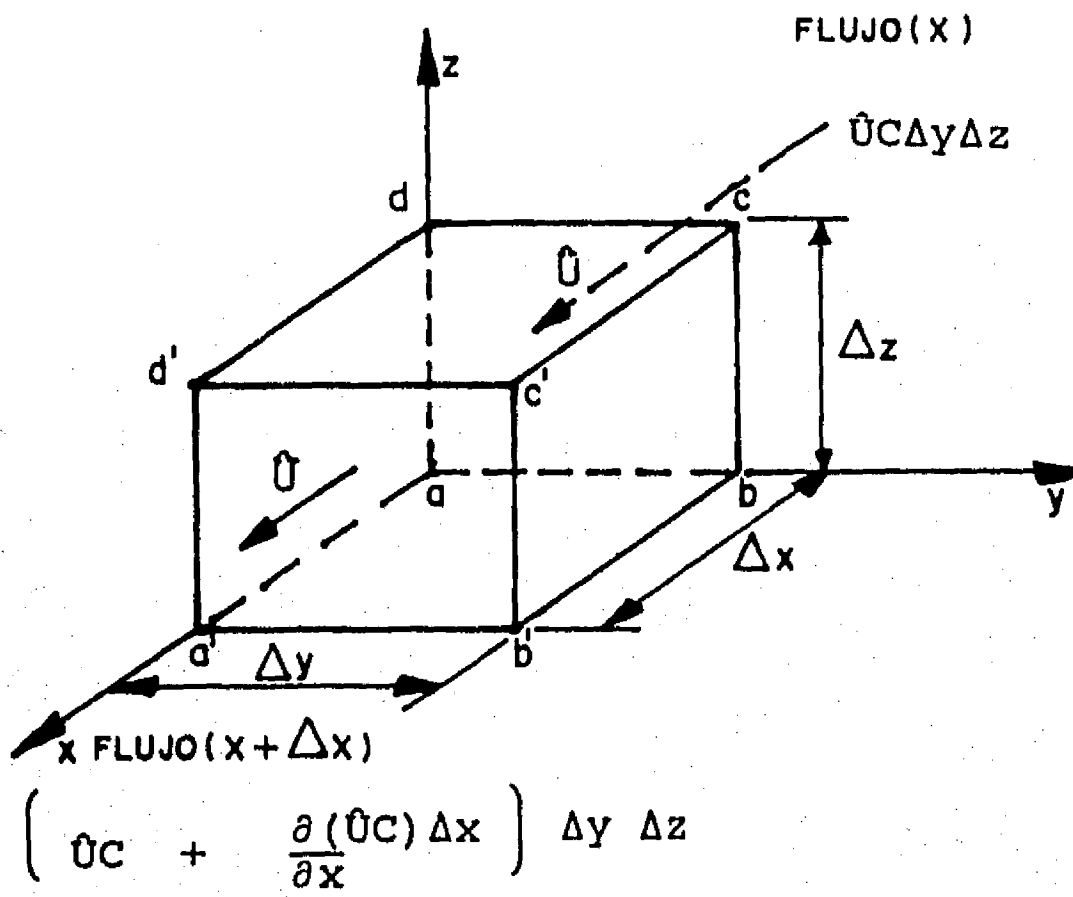


FIG 3 Elemento de volumen de un lecho filtrante

El flujo de la masa que penetre al elemento de volumen por la cara  $abcd$  en la unidad de tiempo será:

$$\hat{U}C\Delta y\Delta z \tag{38}$$

En tanto que el que salga de él, en esa dirección por la cara  $a'b'c'd'$  será:



$$\left( \hat{U}C + \frac{\partial}{\partial x} (\hat{U}C) \Delta x \right) \Delta y \Delta z \quad (39)$$

Pero, si está saliendo (o entrando) y produciéndose cierta cantidad de masa en el elemento en cuestión, la masa en su interior estará cambiando en el tiempo, de tal manera que este cambio tendrá por valor:

$$\frac{\partial}{\partial t} (C\varepsilon + \sigma) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (40)$$

donde

$$\frac{\partial}{\partial t} (C\varepsilon) = \text{Cambio de la concentración en el poro-suspensión}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\sigma) = \text{Cambio de la concentración del material adherido}$$

El cambio de material en el interior del elemento de volumen es igual a la diferencia en la entrada y salida del flujo de material más la producción de biomasa en el elemento de volumen. De la relación de balance de materia se tiene:

Entrada - Salida + Reacción = Acumulación

$$\hat{U}C \Delta y \Delta z - \left( \hat{U}C + \frac{\partial}{\partial x} (\hat{U}C) \Delta x \right) \Delta y \Delta z + (\mu a \rho_b l) \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial}{\partial t} (C\varepsilon + \sigma) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (41)$$

Rearreglando términos de la ec. 41, se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial t} (C\varepsilon + \sigma) = - \frac{\partial (\hat{U}C)}{\partial x} + (\mu a \rho_b l) \quad (42)$$

La ec. 42, expresa que la tasa de cambio en el elemento de volumen, es igual al transporte de masa como resultado de la velocidad de la partícula; además, considera que hay reacción. Si se considera un flujo de masa en exceso o suplementaria se tiene:  $\hat{U}C = uC + C(\hat{U} - u)$ ; donde  $u$  = Velocidad de aproximación;  $J_E = C(\hat{U} - u)$  = Flujo de la masa en exceso o suplementaria. Sustituyendo el valor  $\hat{U}C$ , en la ec. 42.

$$\frac{\partial}{\partial x}(uC) + \frac{\partial J_E}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial t}(C\varepsilon + \sigma) - (\mu a \rho_b l) = 0 \quad (43)$$

Varias formas especiales de la ec. 43, pueden plantearse:

Caso 1: flujo en exceso causado por la dispersión o difusión

$$J_E = -D \frac{\partial C}{\partial x}, \text{ donde } D = \text{Coeficiente de dispersión o difusión.}$$

Por lo tanto, de la ec. 43, se tiene:

$$u \frac{\partial C}{\partial x} - D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial t}(C\varepsilon + \sigma) - (\mu a \rho_b l) = 0 \quad (44)$$

donde

- $u$  = Velocidad de aproximación (tasa de filtración)
- $C$  = Concentración de la suspensión en masa por unidad de volumen del lecho filtrante
- $x$  = Distancia longitudinal
- $\varepsilon$  = Porosidad del lecho
- $D$  = Coeficiente de dispersión; consiste en los coeficientes de difusión y dispersión
- $\sigma$  = Material adherido por unidad de volumen del lecho filtrante

$$\text{Caso 2 : } \hat{U} = u ; J_E = 0 ; \frac{\partial(C\varepsilon)}{\partial t} \approx 0 ; u \text{ y } \frac{\partial S}{\partial x} = - \mu a \rho_b l$$

En este caso, no hay fuerzas externas significativas que

participen en las suspensiones para hacer diferente su velocidad a la velocidad del fluido. Para las tasas de filtración profundidad-lecho, comunmente usadas o esperadas, el término de dispersión es insignificante; además, el cambio de la concentración poro suspensión, generalmente es pequeño. La producción de biomasa se transforma en una ecuación de consumo de sustrato por el microorganismo, esto permite el uso de formas simplificadas de la ec. 44, como la siguiente:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + u Y \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad (45)$$

En la ec. 45, las unidades de C, S y  $\sigma$ , están dadas en masa-por volumen.

### 3.3 Cinética de la filtración inerte

Si no hay un significativo efecto biológico, la ec. 45 se transforma en una ecuación típica de balance de masa para procesos de acumulación de partículas.

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (46)$$

Las ecs. 2 y 12, formuladas por Iwasaki (1937) y Adin y Rebhum (1977) respectivamente, con la idea de acumulación de material sin la producción de microorganismos, pueden aplicarse a la ec. 46, para simular el proceso de la filtración inerte.

El coeficiente del filtro  $\lambda$ , es un parámetro importante en la teoría de la filtración. Todos los investigadores parten, para el desarrollo de sus modelos, en la formulación básica presentada por

las ecs. 2 y 46 (ecuación de Iwasaki y balance de masa sin efecto biológico). Debido a que  $\sigma$ ,  $\lambda$  y  $C$ , son función del tiempo, se requiere de una tercera ecuación. Por cuatro décadas, los investigadores han propuesto una variedad de ecuaciones para relacionar  $\lambda = f(\lambda_0, \sigma)$ , empleando diversos coeficientes empíricos; en general, muchas de las ecuaciones propuestas se derivan de la ecuación propuesta por Ives (1975). La aproximación macroscópica requiere de la determinación de parámetros experimentales a escala piloto, necesarios para la modelación; como por ejemplo, las constantes  $w$ ,  $t$ ,  $z$  y  $\sigma_u$ , en la ec. 3. No obstante que la ecuación cinética de Adin y Rebhum (1977) requiere, para la modelación, la determinación de parámetros mediante pruebas a escala piloto, tiene la ventaja que las constantes empíricas se pueden predecir a partir de la variación del depósito con respecto al tiempo.

En seguida se presentan las consideraciones y desarrollo de la ec. 12, para la retención de sólidos en filtros lentos de arena. De la ec. 12 y tomando en cuenta las condiciones límites siguientes:

$$\begin{array}{lll} x = 0 & t \geq 0 & C = C_0 \\ x \geq 0 & t = 0 & \sigma = 0 \end{array}$$

La ec. 12, se transforma en:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = k_1 u C F \quad (47)$$

De las ecs. 2 y 47, y sustituyendo en la ecuación del balance de materia de filtración inerte se tiene:

$$\lambda = k_1 F \quad (48)$$

La ec. 48, indica que el modelo Iwasaki - Ives es un caso particular del modelo sugerido, para emplearse en la iniciación de

la carrera del filtro, o para un proceso de baja acumulación, tal como la filtración de partículas sin usar floculantes ( Adin y Rebhun, 1977). La filtración lenta en arena es un proceso de baja acumulación de depósito de material; por lo tanto, el valor de  $\lambda$ , calculado de la ec. 48, puede emplearse en el modelo general de filtración lenta en arena.

Adin y Rebhun (1977), establecieron una relación entre la conductividad hidráulica, capacidad teórica del filtro y depósito específico, con base en la fórmula de Shekhtman's (Shekhtman, 1961):

$$\sigma^{1/2} = F^{1/2} - (F^{1/2} / K_0^{1/3}) K^{1/3} \quad (49)$$

donde

K = Conductividad hidráulica

K<sub>0</sub> = Conductividad hidráulica para lecho limpio

La ec. 49, se dibuja como una recta si se toma a la raíz cuadrada del depósito como ordenada y a la raíz cúbica de la conductividad hidráulica como abscisa. El valor de la capacidad teórica del filtro (F), se determina mediante la intersección de la recta en la ordenada.

### 3.4 Solución matemática

Resumiendo las ecs. 45 y 47, de la filtración, se observa que las constantes involucradas son  $k_1$ , Y y F; y las variables, C, S, t, x. La solución matemática de las ecuaciones, se obtiene estableciendo inicialmente la relación del depósito contra tiempo,  $\sigma(t,x)$ . El tratamiento analítico de las expresiones anteriores, se puede resolver numéricamente usando el método de diferencias finitas. Dos condiciones tendrán que tomarse en cuenta para hacer posible la solución:

1. Considerando una capa de espesor  $\Delta x$ , y un flujo a través de la capa con una velocidad de aproximación  $u$ , concentración influente  $C_0$  y  $S_0$ , para un pequeño intervalo de tiempo  $\Delta t$ , se obtiene de la ec. 45.

$$\Delta \sigma = u \frac{(C_0 - C_e) \Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_0 - S_e) \Delta t}{\Delta x} \quad (50)$$

Y concentración del filtrado:

$$C_e = C_0 \exp ( - \lambda \Delta x ) \quad (51)$$

$$S_e = S_0 \exp ( - K_{rem} \Delta x ) \quad (52)$$

Conocida  $F$ ,  $\Delta x$  y la concentración media logarítmica ( $C_m$ , se determina realizando un promedio logarítmico de las concentraciones efluentes en la carrera del filtro piloto), se determina de la ec. 47,  $k_1 F$ , entonces, de la ec. 48, se obtiene el valor de  $\lambda$ , que se emplea para determinar la concentración del filtrado.

2. El proceso biológico, que se lleva a cabo en un filtro lento de arena, es originado por el metabolismo y adherencia de la bacteria en el lecho filtrante. La tasa de crecimiento de la nueva biomasa es proporcional a la utilización de sustrato; por lo tanto, la eficiencia del proceso de filtración depende en la adherencia de partículas y bacterias, y en la capacidad de la bacteria para remover el sustrato. La acumulación de partículas es mayor en las capas superiores y se reduce progresivamente en las capas inferiores en el lecho de un filtro rápido, fenómeno similar al que ocurre en un filtro lento de arena; donde las poblaciones bacterianas disminuyen con la profundidad del filtro y la mayor parte de la biomasa formada en el filtro está asociada con la capa biológica. Si las constantes  $\lambda$  y  $K_{rem}$ , representan la eficiencia

de remoción de partículas y sustrato respectivamente, y el valor de  $K_{rem}$  depende de las bacterias adheridas en el lecho del filtro que remueven el sustrato; es razonable suponer una relación de las constantes cinéticas ( $\lambda$  y  $K_{rem}$ ), con respecto al depósito formado en la superficie disponible para la adherencia de partículas y producción de biomasa. Para establecer formalmente el problema, se consideran "n" observaciones apareadas ( $K_{rem}$ ,  $\lambda$ ), para las que se supone una regresión de  $K_{rem}$  sobre  $\lambda$ . Conocida la ecuación de regresión y dado el valor de  $\lambda$ , se determina el valor de  $K_{rem}$ .

### 3.5 Modelos matemáticos de la filtración lenta en arena

Es oportuno señalar, que el único modelo encontrado en la literatura revisada, que incorpora la actividad microbiológica en los filtros lentos, es el propuesto por Ojha y Graham (1991), el cual fue analizado y expuesto en la ec. 13, de este trabajo.

El efecto biológico está incorporado, en el segundo término de la ecuación del balance de masa en los coeficientes cuantificados empíricamente o seleccionados de manera arbitraria ( $\iota$  y  $\gamma$ ); sin embargo, no se demuestra porque y como se incluyen.

La aproximación en la determinación del efecto biológico se aplica tan sólo a casos particulares, donde se calibra el modelo de acuerdo con las condiciones locales. Los compuestos orgánicos individuales en suministros de agua (sustrato biodegradable) se definen en términos relativos, ya que no existe una vía exacta de medición; por lo tanto, es difícil encontrar la fracción  $\iota$ , del modelo de Ojha y Graham; no obstante, si se modifica el concepto del coeficiente de actividad microbiológica ( $\gamma$ ), como un concepto de producción de bacterias por sustrato consumido, y si se contara con una medición exacta del sustrato biodegradable, este modelo sería una buena aproximación para describir la actividad microbiológica en los filtros lentos de arena.

Por otro lado, en el modelo propuesto,  $K_{rem}$  se obtiene experimentalmente y se realiza una regresión con los valores de  $\lambda$ , también obtenidos experimentalmente. Con el valor de  $\lambda$ , obtenido de la ecuación  $\lambda = K_1 F$ , se obtiene el valor de  $K_{rem}$ , que se emplea en la ecuación de actividad microbiológica. La constante de rendimiento ( $Y$ ) y sustrato inicial ( $S_0$ ), son exactamente medidos. La masa de microorganismos desarrollados en el filtro lento de arena, puede determinarse experimentalmente y compararse con la simulada en la ecuación de balance de masa. Una desventaja podría ser que se supone que todo el sustrato asimilado se transforma en bacterias y que la DQO no es una medida exacta para determinar el sustrato biodegradable.

El modelo propuesto especifica el efecto biológico en los coeficientes cuantificados empíricamente, mientras que, en el modelo de Ojha y Graham, están planteados de manera confusa. El modelo propuesto marca la diferencia entre la constante de remoción biológica ( $K_{rem}$ ) y el coeficiente del filtro ( $\lambda$ ); el modelo de Ojha y Graham, los considera iguales. El modelo propuesto se puede aplicar a casos generales y el modelo de Ojha y Graham, a condiciones locales.

Los dos modelos parten del balance de materia; sin embargo, la incorporación del efecto biológico es diferente. No se puede relacionar cuantitativamente a los dos modelos, porque el modelo de Ojha y Graham emplea unidades de volumen de sólidos/Volumen del lecho, y el modelo propuesto utiliza unidades de masa de sólidos/volumen del lecho. Además, Ojha y Graham, introducen un coeficiente de actividad microbiológica y el modelo propuesto emplea un coeficiente de rendimiento.

### 3.6 Modelo de la pérdida de carga

Es difícil seleccionar un modelo que se ajuste al comportamiento



real de la pérdida de carga en el lecho de un filtro lento de arena. Sin embargo, la mayor parte de las curvas de pérdida de carga para el proceso de filtración son lineales o ligeramente exponenciales con el volumen filtrado.

Ives (1961), quien desarrolló de manera teórica la ley de Boucher (Boucher, 1947); propuso un modelo de filtración del agua con partículas en suspensión, a través de una interconexión porosa en el que actúan dos mecanismos: depósito de partículas en la interconexión porosa, y depósito de partículas en la superficie de la interconexión porosa. De la teoría de la relación entre pérdida de carga y volumen filtrado se deriva cada uno de los mecanismos.

La ley de cribado de Boucher se explica en términos de estos dos mecanismos. Ives desarrolla cada uno de los mecanismos por separado, ya que la variación de depósitos, tanto en los poros como en la superficie de los mismos, no se especifica en la medida que se incrementa el volumen filtrado. El trazo de la relación de Boucher, como  $\log_e h/h_0$  contra el volumen filtrado, proporciona una línea recta; si la ecuación de depósitos en los poros se traza en la misma gráfica, la curva resultante se inclina hacia la ordenada  $\log_e h/h_0$ . Recíprocamente, la ecuación del depósito superficial se inclina hacia la abscisa del volumen filtrado. Ives concluye, "al parecer para la mayoría de las aguas las dos curvas divergentes tienden a un balance, para formar una línea recta". La ley de Boucher, se expresa como:

$$\frac{h}{h_0} = \exp [ IV ] \quad (53)$$

donde

I = Índice de filtración de Boucher ( $L^2L^{-3}$ )

V = Volumen de agua que pasa por unidad de área del lecho ( $L^{-2}L^3$ )

Se aprecia en el desarrollo matemático, para obtener la ec. 53, que la condición ideal aceptada en el análisis del depósito en poros y superficie, no es común en la práctica, y que el recorrido

del flujo en los capilares es de manera irregular; ello se debe a la variación del radio de los poros del capilar y a que la porosidad de los depósitos cambia con el tiempo. Por consiguiente, la relación matemática del índice de filtrabilidad involucra una variedad de coeficientes, que tienen que ser determinados empíricamente; por esta razón, se plantea la determinación del valor del índice de filtrabilidad como la pendiente de la línea recta de la gráfica  $\log_e h/h_0$  contra  $V$ .

### 3.7 Procedimiento experimental

La adecuación teórica propuesta, y su aplicación, se verifica con datos obtenidos experimentalmente. En una columna instalada en los laboratorios del Departamento de Ingeniería Ambiental de la DEPMI, se analizó la calidad del agua y pérdida de carga a través del lecho y el tiempo.

El filtro piloto consiste de una columna construida de acrílico, utilizando los criterios de diseño mostrada en la TABLA 7. El criterio de diseño se estableció con base en los estudios realizados por Visscher (1990), e información encontrada en la literatura (ver anexo). En la FIG 4, se presenta un esquema de la instalación piloto. De un tanque de alimentación, la suspensión fluye a un tanque de operación, que mantiene una carga constante. Del tanque de operación se alimenta al filtro piloto. En la línea de alimentación al filtro piloto se colocó un punto de inyección de glucosa y *Escherichia coli* (FIG 5).

En la TABLA 8, se presentan las concentraciones de las sustancias químicas que se agregan al agua procedente de la red municipal de abastecimiento de agua potable, previamente dechlorada. Los constituyentes químicos inorgánicos que simulan un abastecimiento superficial; fueron seleccionados con base al promedio de sustancias químicas presentes en ríos del sur de los Estados

Unidos de América (Barrett y Silverstein, 1988). La decoloración del agua se llevó a cabo con una solución de tiosulfato de sodio a una concentración de 3 mg/mL.

TABLA 7 CRITERIO DE DISEÑO PARA EL FILTRO PILOTO

CRITERIO DE DISEÑO	NIVEL RECOMENDADO
Período de operación	continuo
Tasa de filtración	0.1 - 0.2 m/h
Area del lecho del filtro	0.113 m <sup>2</sup>
Altura del lecho del filtro	
- Inicial	0.75 m
- Mínima	0.65 m
Especificaciones	
- Arena	
* Tamaño efectivo	0.28 mm
* Coeficiente de uniformidad	2.58
- Grava	3 a 8 mm (diámetro)
- Altura del bajo dren incluyendo la capa de grava	0.25 m
- Tirante	0.50 m

TABLA 8 PREPARACION DEL AGUA SINTETICA QUE SIMULA AGUA SUPERFICIAL

Compuesto	mg/L
NH <sub>4</sub> HCO <sub>3</sub>	10.30
K <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub>	0.185
NaHCO <sub>3</sub>	11.00
KHCO <sub>3</sub>	5.13
MgSO <sub>4</sub> 7H <sub>2</sub> O	12.00
FeCl <sub>3</sub> 6H <sub>2</sub> O	0.482
CaCl <sub>2</sub>	5.55

FUENTE: Barrett y Silverstein, 1988

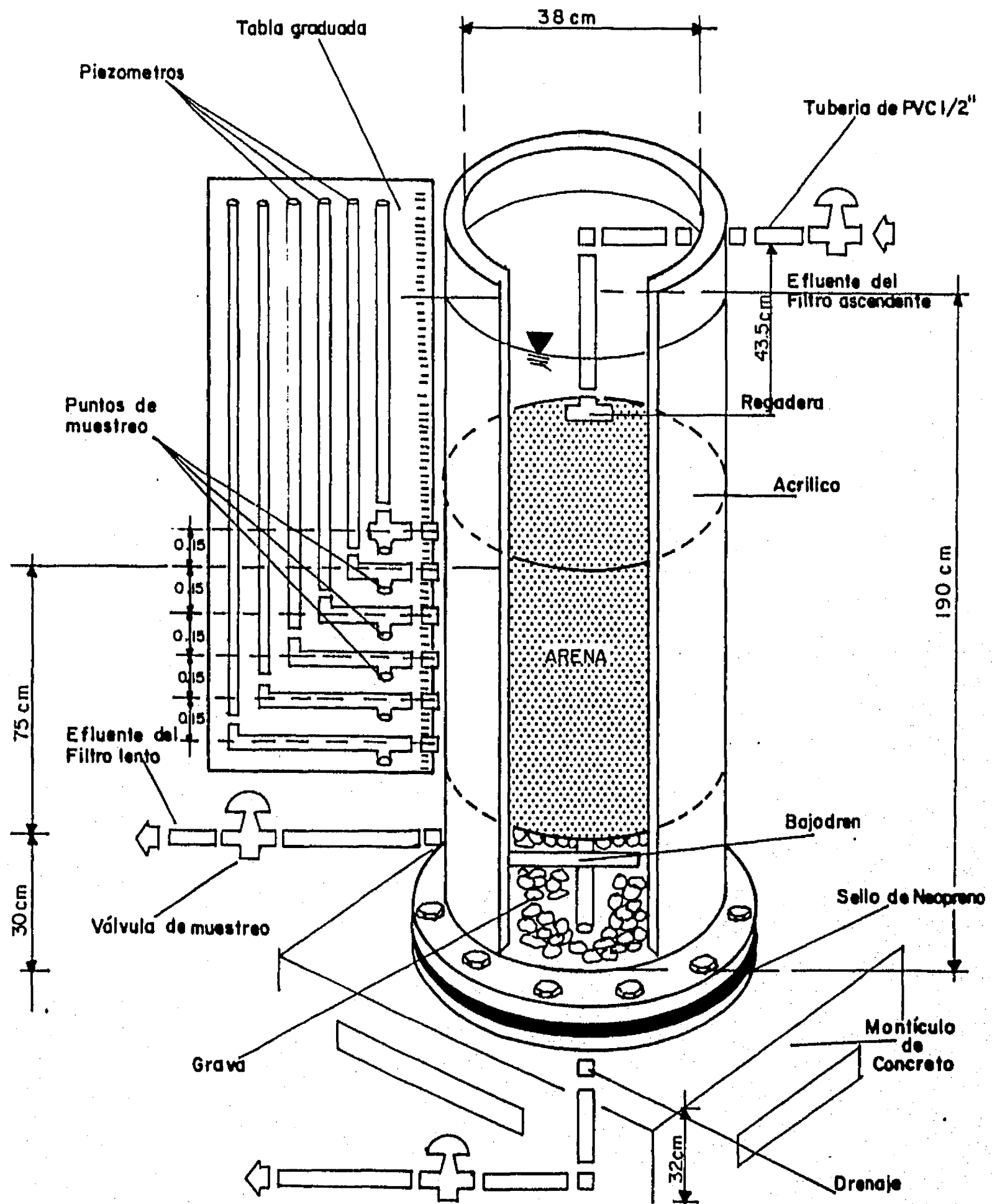


FIG 4 Esquema del filtro piloto

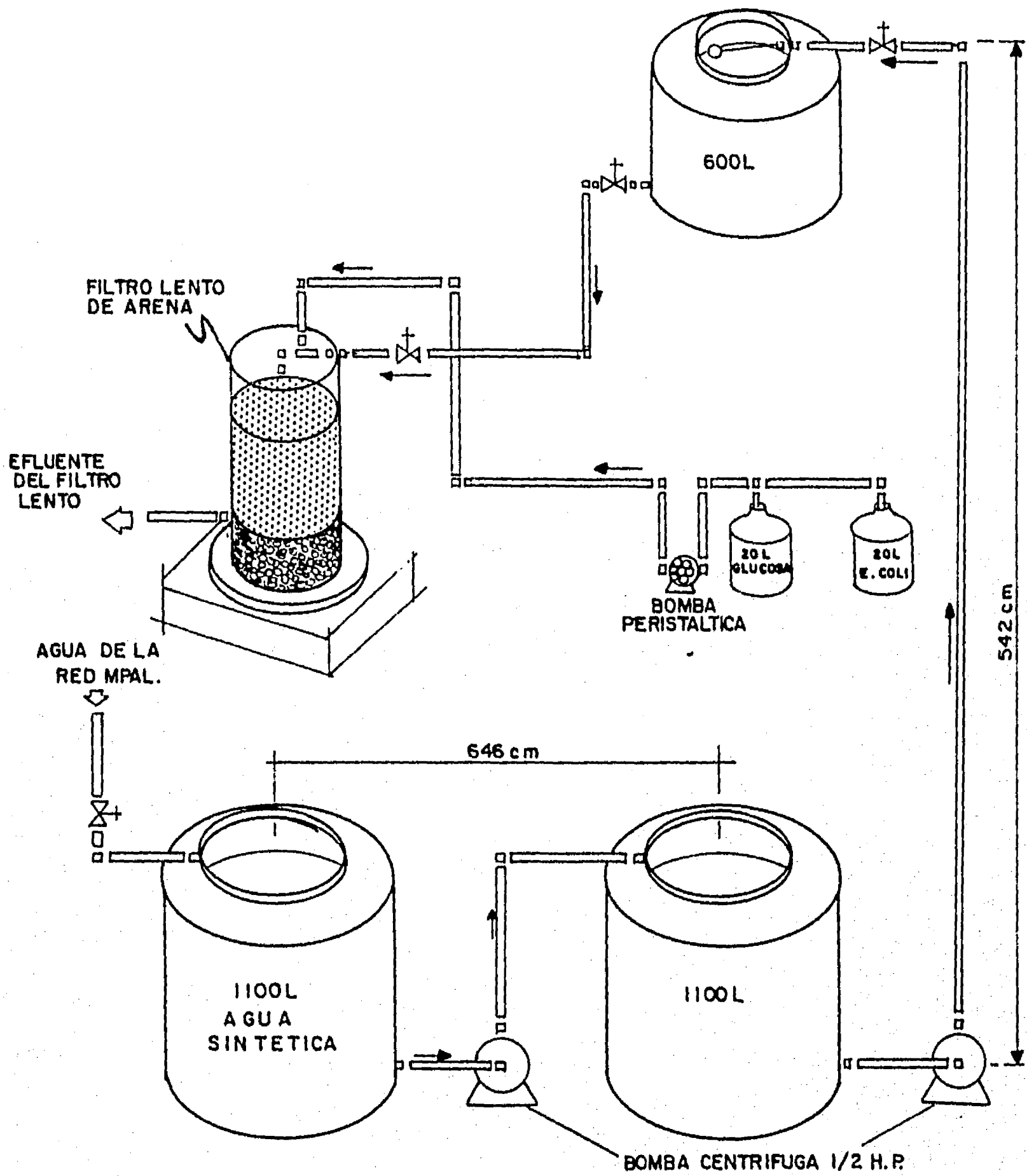


FIG 5 Diagrama esquemático del sistema de filtración piloto

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Como fuente de materia orgánica nutriente, se adiciona glucosa a una concentración de 15 mg/L, y un gasto de 10 mL/min. La preparación del organismo indicador (*Escherichia coli*) se realizó de la siguiente manera: se inoculan 10 mL de cultivo puro de *Escherichia coli* en un frasco estéril de 670 mL, conteniendo lactosa (4 g/L) y caldo nutritivo (1 g/L), el cual se adiciona al filtro a una tasa de flujo de 10 mL/min.

Los flujos de glucosa, bacterias y agua sintética se mezclan a la entrada del filtro, obteniendo un flujo total de 265 mL/min, pH promedio de 7.7, temperatura promedio de 18°C y turbiedad promedio de 2.32 UTN (se agrega arcilla para lograr una turbiedad menor a 5 UTN).

Las conexiones de piezómetros y llaves de muestreo se localizan a intervalos de 0, 15, 30, 45, 60 y 75 cm de la superficie del lecho. Los muestreos se realizaron en cinco puntos a lo largo del lecho filtrante (15, 30, 45, 60 y 75 cm), en los cuales se determinaron los siguientes parámetros: turbiedad, coliformes totales y fecales, temperatura, pH, DQO, color y sólidos suspendidos totales, fijos y volátiles.

Los experimentos realizados en el filtro piloto se llevaron a cabo en lechos de arena no estratificados, de tamaño efectivo 0.28 mm y coeficiente de uniformidad de 2.58 cm (ver anexo). La velocidad de aproximación (tasa de filtración) fue de 0.14 m/h. La frecuencia de los muestreos fue diaria hasta la terminación del ciclo de filtración.

Los dos coeficientes de la filtración (coeficiente de acumulación y coeficiente de remoción), se les trata de manera especial en este trabajo. Se hace un análisis experimental del comportamiento de estos coeficientes, empleando diferentes tasas de filtración de 0.14, 0.20 y 0.30 m/h. Además, se aplican estas tasas de filtración en una corrida del filtro piloto, para observar como cambia la calidad del filtrado con la variación de la velocidad.

## CAPITULO IV

### RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 4.1 Parámetros de control

En la FIG 6 se presenta la variación de la turbiedad residual con respecto al tiempo y la profundidad del lecho. La turbiedad promedio residual a los 15 cm de profundidad del lecho filtrante fue de 0.41, y en los 75 cm de 0.31.

La FIG 7 indica el cambio de la DQO remanente (parámetro empleado para medir la materia orgánica biodegradable) con respecto al tiempo y a la profundidad del lecho. La DQO promedio residual a los 15 cm de profundidad del lecho filtrante fue de 0.53, y en los 75 cm de 0.50.

La FIG 8 describe la concentración residual de coliformes totales con respecto a la carrera del filtro y a la profundidad del lecho. La concentración promedio residual de coliformes totales a los 15 cm de profundidad del lecho filtrante fue de 0.09, y en los 75 cm de 0.030.

#### 4.2 Parámetros de operación

En la TABLA 9 se realiza un análisis de los parámetros de operación del filtro piloto (tiempo, pérdida de carga, gasto, velocidad de filtrado, conductividad hidráulica y depósito específico). El depósito específico se determinó mediante la diferencia de concentración de sólidos suspendidos totales del

influyente y efluente en el filtro piloto. Con base en estos datos, se obtuvo la relación de conductividad hidráulica relativa con respecto a la formación del depósito específico en el lecho del filtro y su variación en el tiempo (FIGS 9 Y 10).

La FIG 9 describe una relación típica entre el depósito específico ( $\sigma$ ) y la conductividad hidráulica relativa ( $K/K_0$ ). La FIG 10 presenta una relación entre la conductividad hidráulica relativa y el tiempo. Las gráficas describen que no hay correlación lineal de  $\sigma$  contra  $K/K_0$  o  $\sigma$  contra tiempo. Como la hipótesis de linealidad no es aceptable; se recurre a la relación entre conductividad hidráulica, capacidad teórica del filtro y depósito específico empleando la ec. 49; la relación entre conductividad hidráulica y depósito específico se ilustra en la FIG 11. La gráfica describe la raíz cuadrada del depósito como una función de la raíz cúbica de la conductividad hidráulica. El valor de la capacidad teórica del filtro (F), se determina mediante la intersección de la recta en la ordenada; obteniéndose  $F = 1.458 \text{ mg/ cm}^3$ .

La FIG 12 describe la acumulación del depósito con respecto al tiempo y a la profundidad del lecho. La determinación del depósito de sólidos en el lecho filtrante (15, 30, 45, 60 y 75 cm), se realizó empleando una regresión lineal de turbiedad sobre sólidos suspendidos totales; la ecuación de regresión es:  $T = 0.2849 (\text{SST}) + 0.745$  ( $T = \text{Turbiedad en unidades de UTN}$ ;  $\text{SST} = \text{Sólidos suspendidos totales en mg/L}$ ). La aplicación de esta ecuación para obtener los sólidos suspendidos en la profundidad del lecho; da como resultados que únicamente se obtienen valores en los 15 cm de profundidad; es decir en las capas inferiores (mayores a los 15 cm) los valores fueron cero o negativos. La FIG 13 indica como se lleva a cabo la pérdida de carga a través del lecho y carrera del filtro. La pérdida de carga al inicio de la carrera del filtro a los 15 cm de profundidad fue de 2.4 cm, y permanece con este valor en toda la profundidad del lecho. Así a los 5, 15, 20 y 25 días, la pérdida de carga fue: 4.6, 5.5, 8.2, 14.6 y 26.6 cm



respectivamente; permaneciendo estos valores para todo el lecho del filtro.

La FIG 14 presenta la variación de  $\lambda$  contra  $\sigma$ . Cuando el depósito es cero ( $\sigma = 0$ ), el coeficiente del filtro para lecho limpio es  $\lambda_0$  ( $\lambda_0 = 0.024$ ). La turbiedad residual después de los 10 días de operación disminuye de manera uniforme, y con ello aumenta la calidad del filtrado ( FIG 6). Este periodo se ajusta con el aumento del coeficiente del filtro  $\lambda$ , para un valor de  $\sigma = 0.24$  mg/cm<sup>3</sup> (obsérvese FIG 14). La FIG 15 describe el comportamiento de  $K_{rem}$  contra  $\sigma$ . De manera similar  $K_{rem}$  aumenta para las mismas condiciones de  $\lambda$ .

En la TABLA 10 se tiene el cálculo del diámetro geométrico medio de los granos de arena, que se emplean como medio filtrante del filtro lento (Análisis granulométrico, Anexo). A partir de la ec. 16 (ecuación de Kozeny-Fair-Hatch), se calcula una pérdida de carga teórica para lecho limpio de 1.92 cm y la constante de permeabilidad de Darcy igual a 0.1551 cm/s. Sin embargo, la pérdida de carga observada y la constante de Darcy son de 2.4 cm y 0.122 cm/s, respectivamente.

TABLA 9 PARAMETROS DE OPERACION DEL FILTRO PILOTO

DIA	$\Delta h$ (cm)	x (cm)	Q	A	u (m/h)	x/ $\Delta h$	K (cm/s)	K/ $K_0$	$\sigma$ (mg/cm <sup>3</sup> )
			mL/min	m <sup>2</sup>					
0	2.4	75	265	0.1134	0.14	31.25	0.122	1	0
3	2.5	75	227	0.1134	0.12	30.00	0.100	0.81	0.09
5	4.6	75	227	0.1134	0.12	16.30	0.054	0.44	0.13
10	5.5	75	227	0.1134	0.12	13.63	0.045	0.37	0.24
15	8.2	75	227	0.1134	0.12	9.14	0.030	0.25	0.37
20	14.6	75	227	0.1134	0.12	5.13	0.017	0.14	0.48
25	26.6	75	208	0.1134	0.11	2.81	0.008	0.07	0.60

NOTA:  $\Delta h$  = Pérdida de carga; x = Longitud del lecho; Q = Gasto; A = Area u = Velocidad; K = Constante de permeabilidad de Darcy;  $\sigma$  = Depósito específico; K/ $K_0$  = Conductividad hidráulica relativa

TABLA 10 DETERMINACION DEL DIAMETRO GEOMETRICO DE LOS GRANOS

MALLA	ABERTURA (cm)	%QUE PASA ACUMULADO	PESO RETENIDO P <sub>i</sub> (%)	d <sub>i</sub> (cm X10 <sup>2</sup> )	$\frac{P_i}{d_i}$ (cm <sup>-1</sup> )
	0.168	100.00	0		
16	0.130	94.73	5.27	14.77	0.3568
18	0.100	83.26	11.47	11.40	1.0061
20	0.084	72.02	11.24	9.16	1.2270
30	0.0595	38.16	33.86	7.069	4.7899
35	0.0429	27.35	10.81	5.052	2.1397
40	0.0420	18.94	8.41	4.244	1.9816
50	0.0297	10.43	8.51	3.531	2.4100
<b>FONDO</b>	0.0050	0	10.43	1.218	8.5632
					$\Sigma$ 22.4743

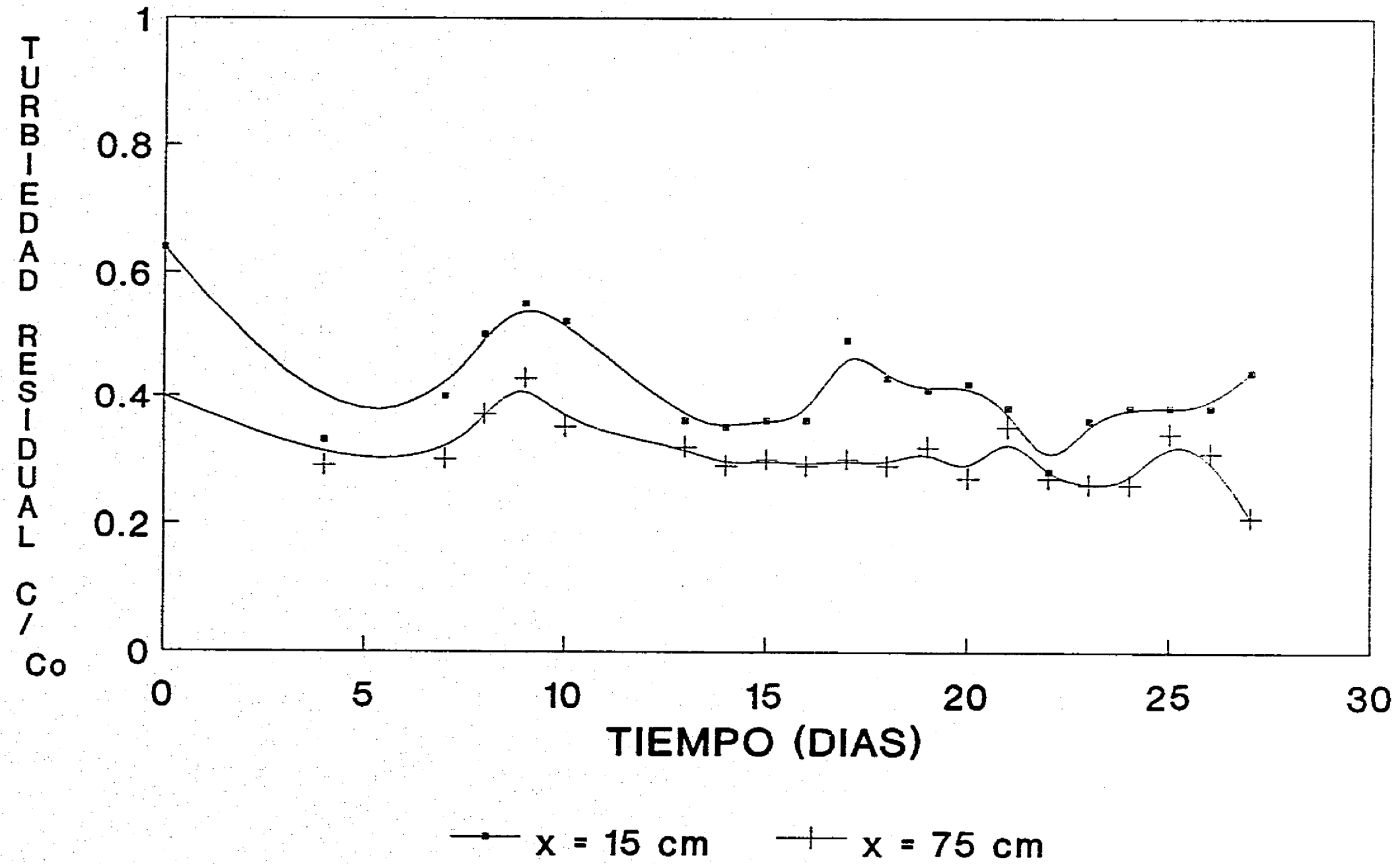


FIG 6 Variación de la turbiedad residual

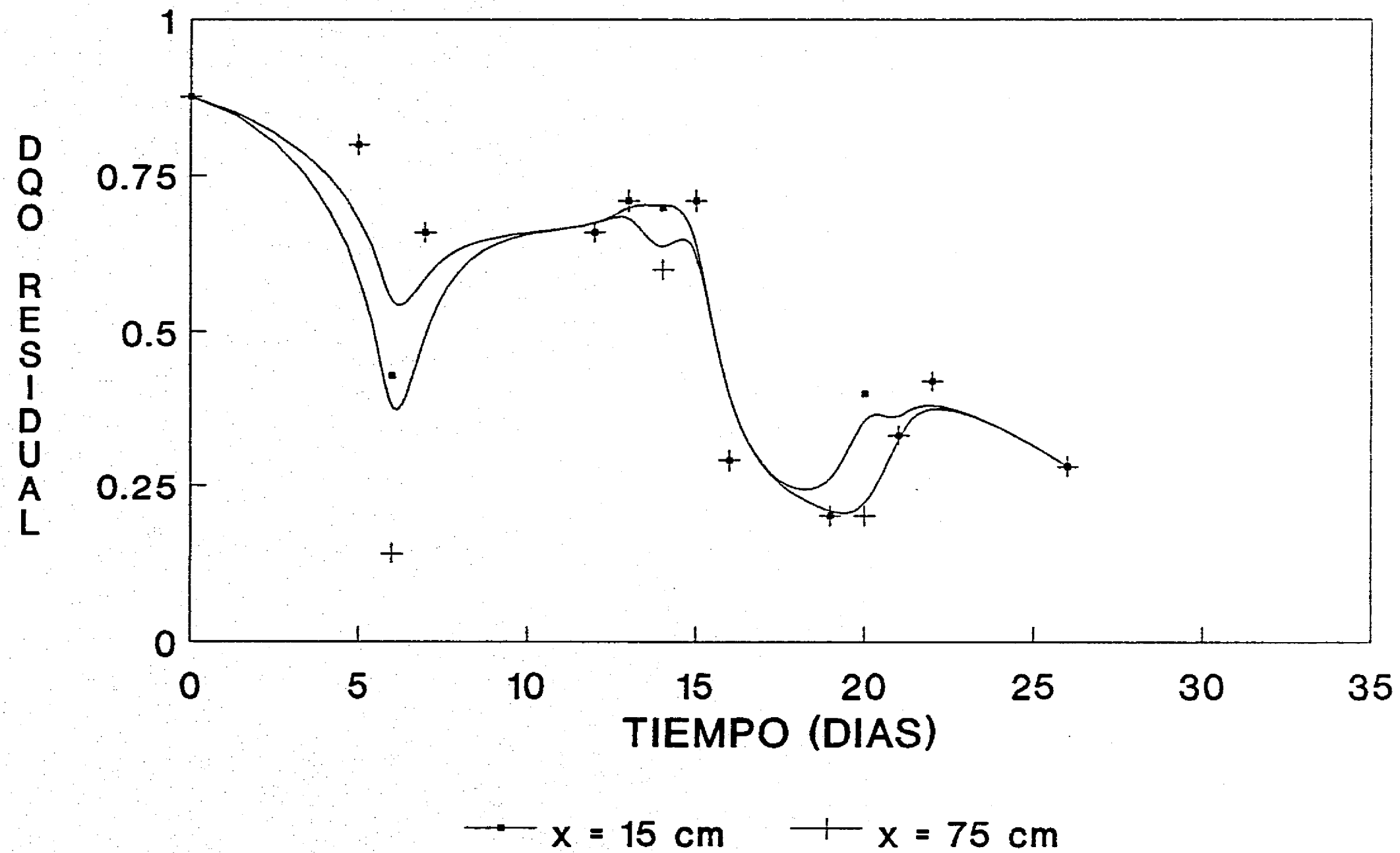


FIG 7 Cambio de la DQO remanente en el lecho del filtro

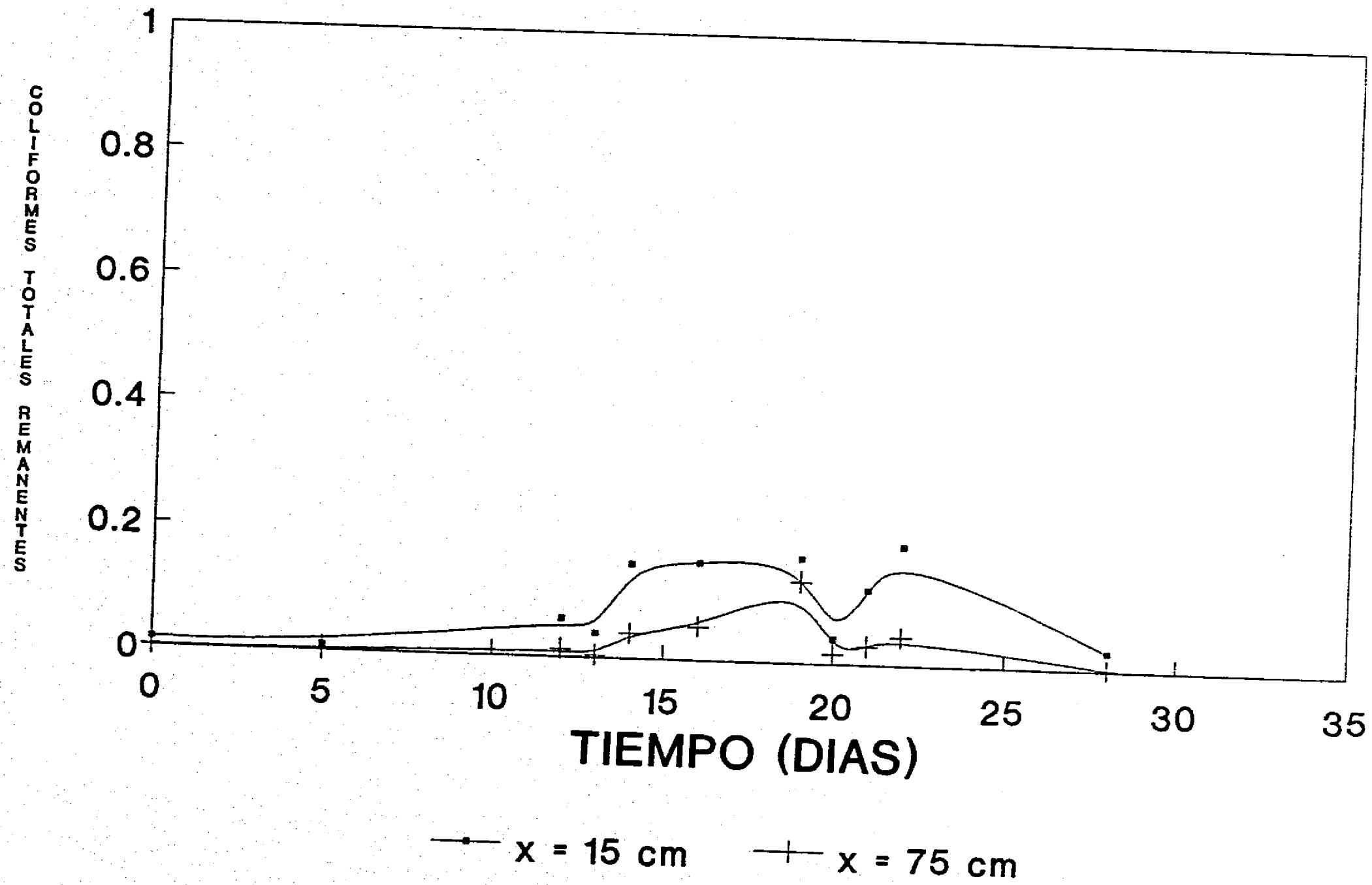
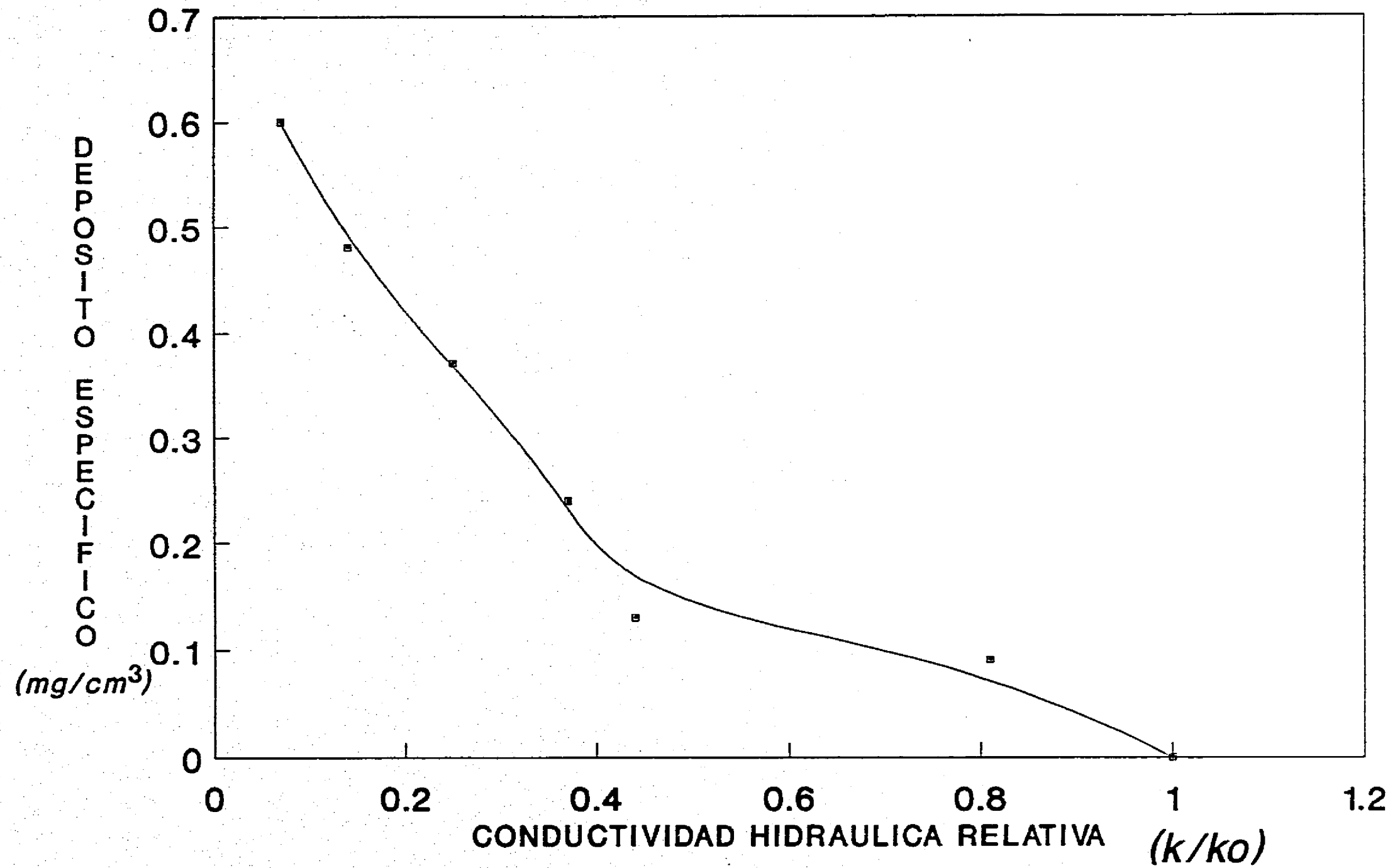
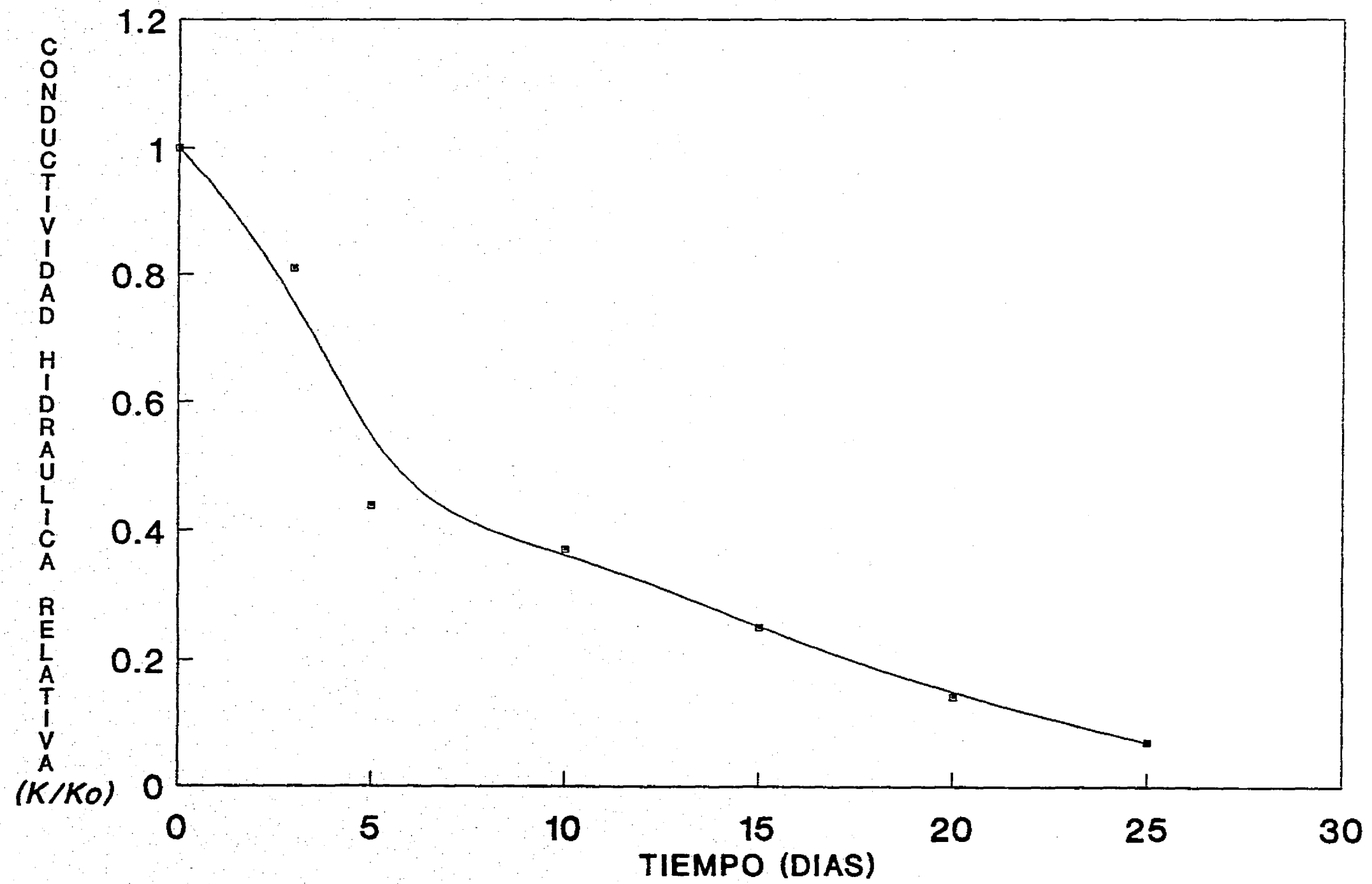


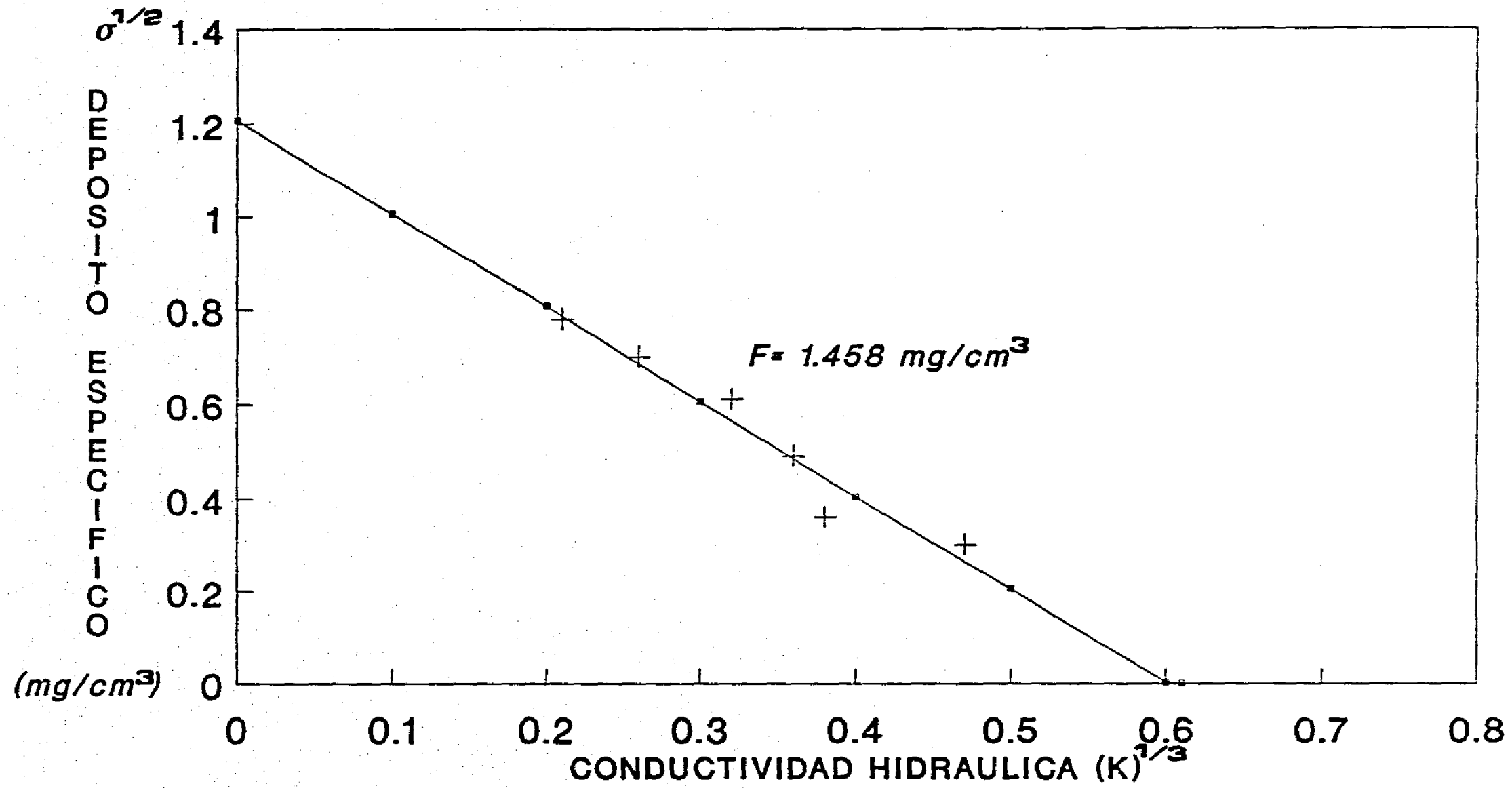
FIG 8 Concentración residual de coliformes totales



**FIG 9 Depósito específico Vs conductividad hidráulica**



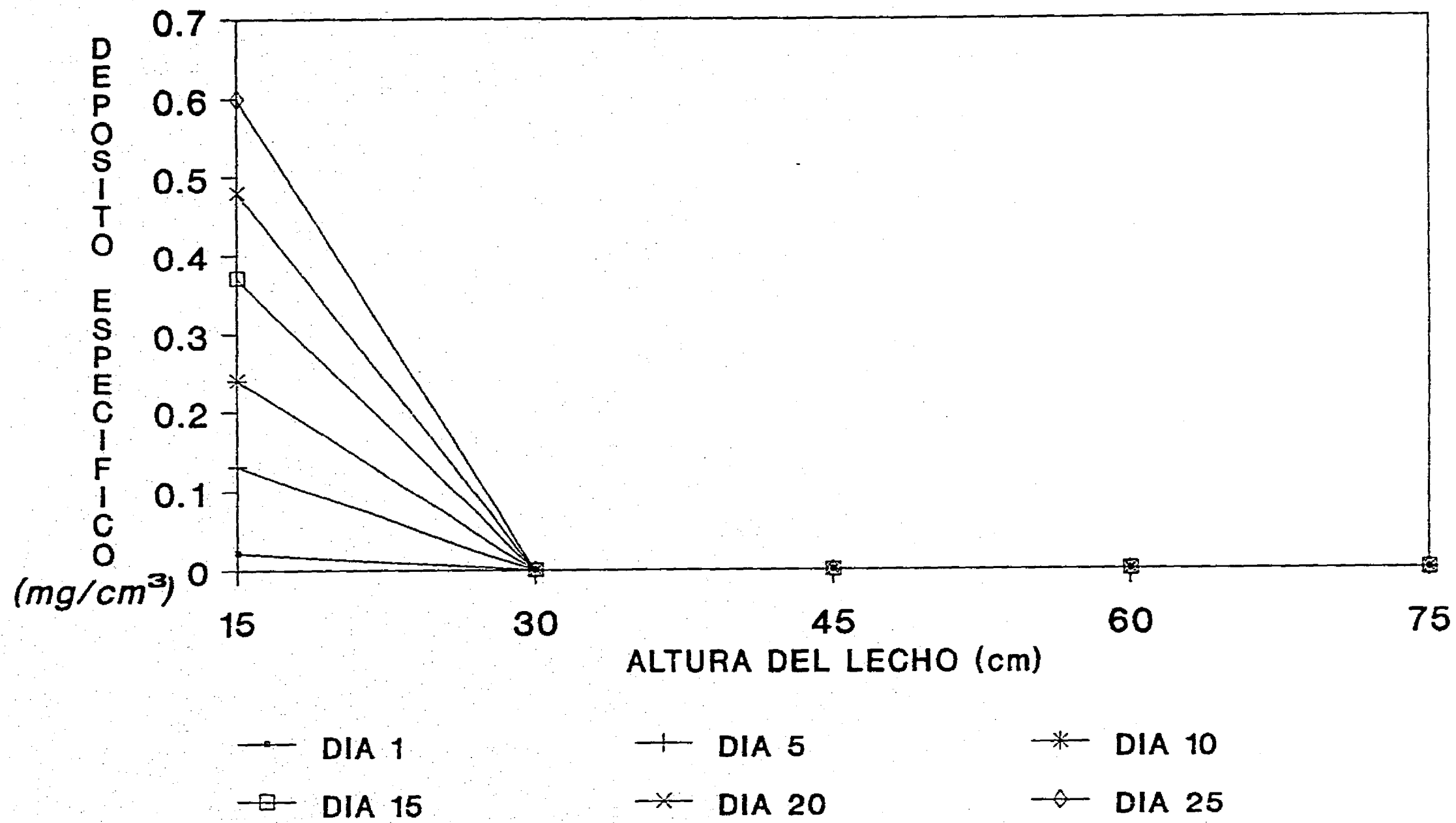
*FIG 10 Conductividad hidráulica Vs tiempo*



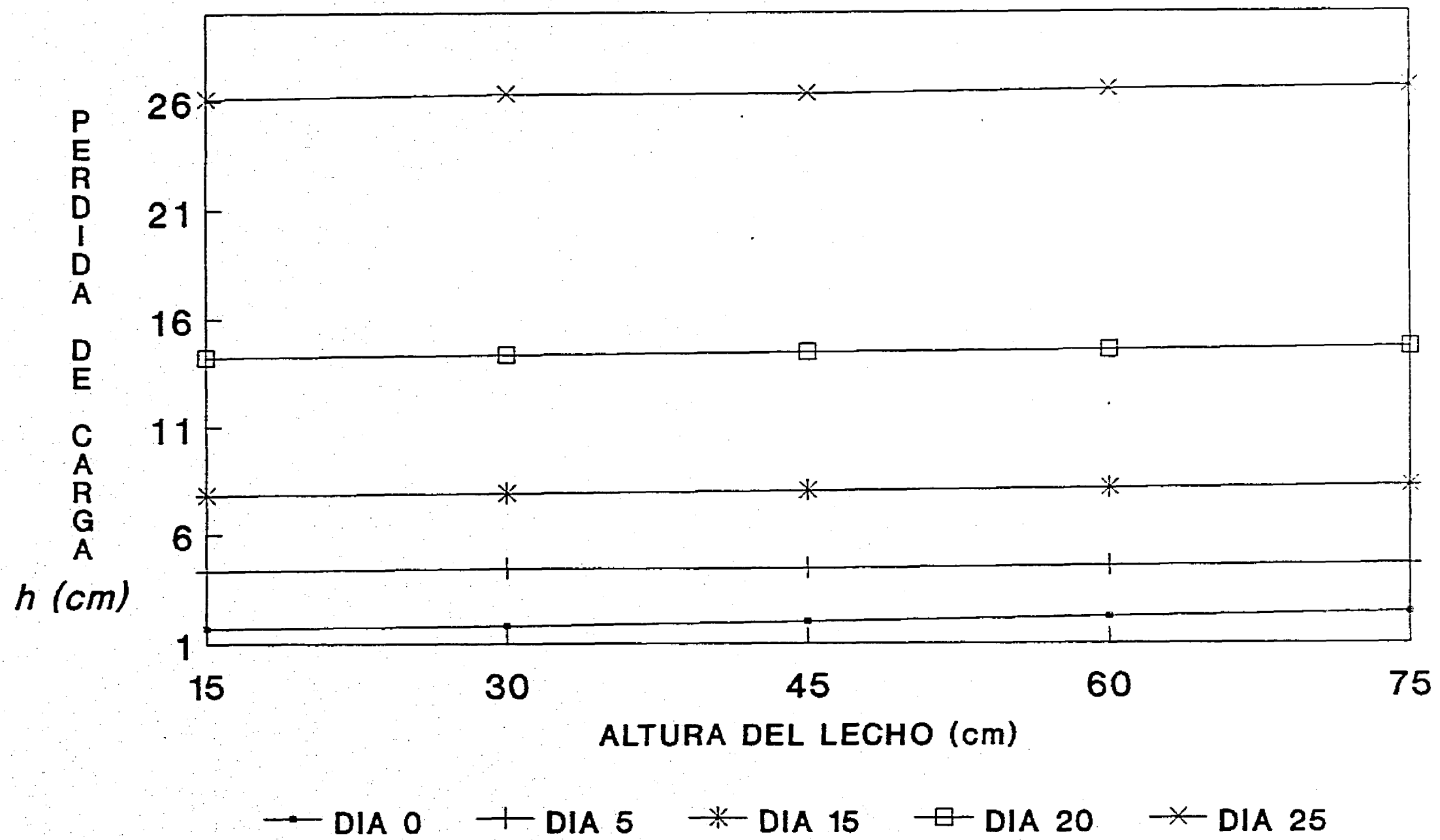
—•— FORMULA DE SHEKHTMAN      + DATOS OBSERVADOS

FIG 11 Depósito específico Vs conductividad hidráulica  
 Relación basada en la fórmula de Shekhtman





**FIG 12 Depósito específico Vs lecho del filtro**



**FIG 13 Pérdida de carga a través del lecho del filtro**

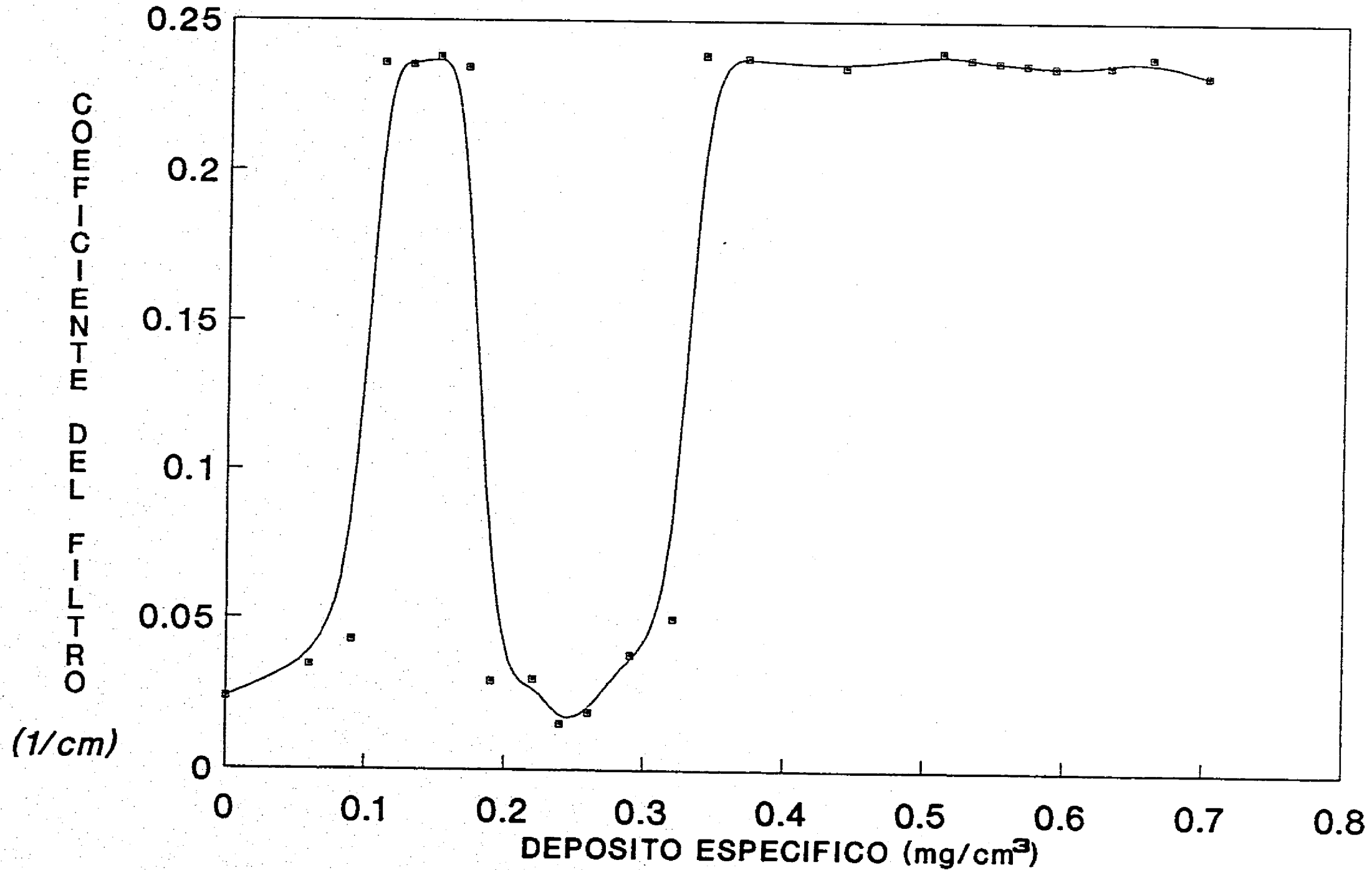
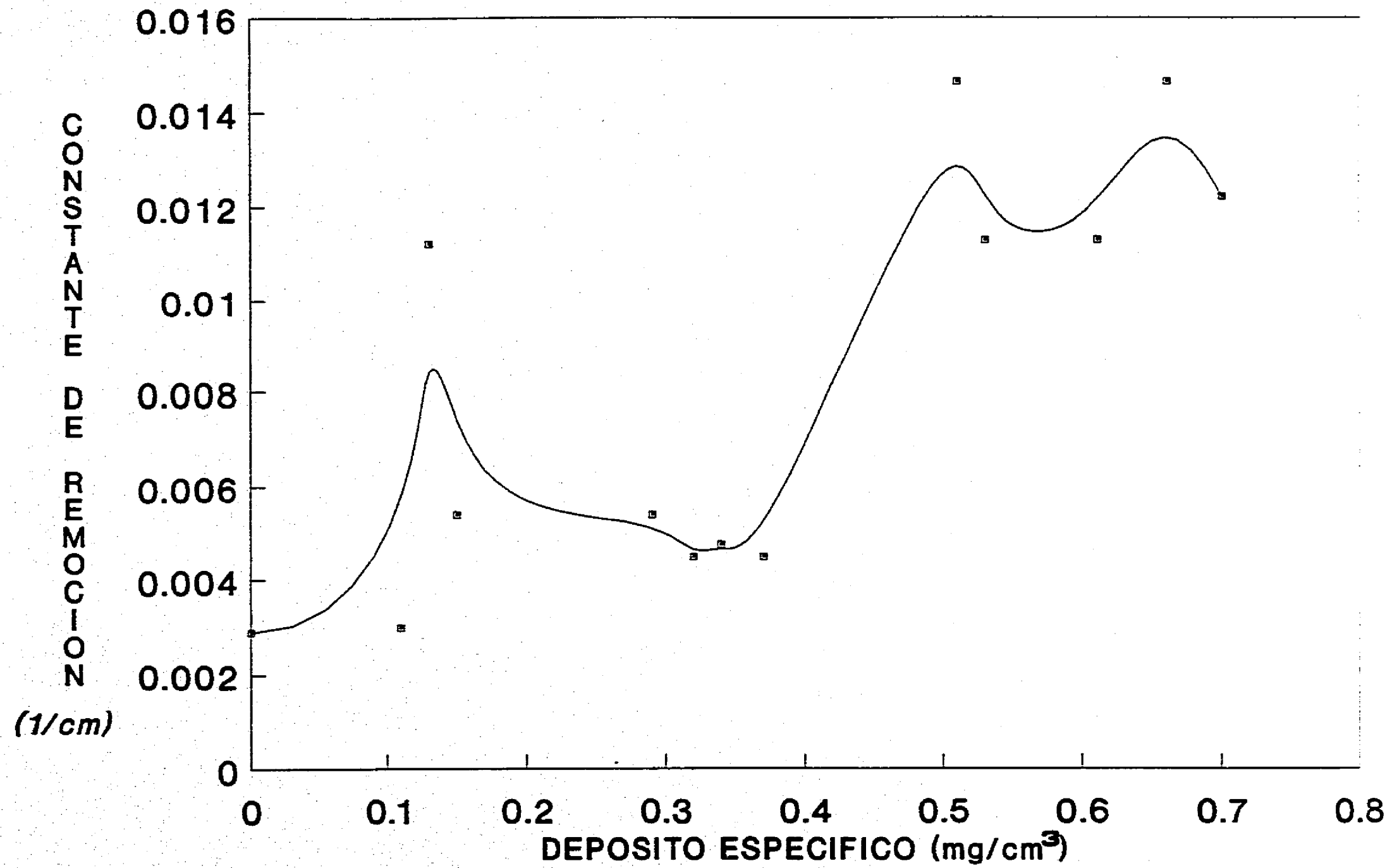


FIG 14 Depósito específico Vs coeficiente del filtro



**FIG 15 Depósito específico Vs constante de remoción**

## CAPITULO V

### INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS

#### 5.1 Remoción de Partículas y materia biodegradable

En la TABLA 11 se muestran las eficiencias de remoción de turbiedad del 69 % , y DQO del 50 % (eficiencias logradas en los 75 cm de profundidad del lecho filtrante). Con respecto a la eficiencia de remoción para coliformes totales se tiene una reducción en tres unidades logarítmicas.

TABLA 11 REMOCION DE TURBIEDAD, DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO Y COLIFORMES TOTALES EN EL FILTRO PILOTO

PARAMETRO	INFLUENTE					EFLUENTE					%
	$\bar{X}$	$\bar{S}_x$	$V_{max}$	$V_{min}$	No	$\bar{X}$	$\bar{S}_x$	$V_{max}$	$V_{min}$	No	
TURBIEDAD	2.45	0.40	3.85	1.78	29	0.76	0.18	1.34	0.49	29	69
COLI.TOT.	39E6	877E6	33E8	11E5	15	29E3	259E3	816E3	1E3	15	99
DQO	7.86	1.57	10.0	5.00	14	3.93	2.27	8.00	1.00	14	50

NOTA: Turbiedad en UTN, Coliformes Totales en col/100 mL .  
Y Demanda Química de Oxígeno en mg/L.

$\bar{X}$  = Valor medio;  $\bar{S}_x$  = Desviación estándar;  $V_{max}$  = Valor máximo ;  $V_{min}$  = Valor mínimo y No = Número de datos

Se observa en la FIG 6 que la turbiedad residual disminuye de 0.40 a 0.30 en los primeros 7 días de operación; en los dos días siguientes aumenta a 0.43, y en los restantes se mantiene con un

valor constante aproximado de 0.31. En la FIG 14  $\lambda$  aumenta de 0.024 a 0.24  $\text{cm}^{-1}$  en los primeros 7 días de operación ( $\sigma = 0.17 \text{ mg/cm}^3$ ); en los 5 días siguientes disminuye a 0.030  $\text{cm}^{-1}$  ( $\sigma = 0.29 \text{ mg/cm}^3$ ), y en los restantes se mantiene con un valor constante aproximado de 0.24  $\text{cm}^{-1}$ . En la FIG 15  $K_{rem}$  aumenta de 0.0017 a 0.0112  $\text{cm}^{-1}$  en los primeros 6 días de operación ( $\sigma = 0.1536 \text{ mg/cm}^3$ ); en los 8 días siguientes disminuye a 0.004  $\text{cm}^{-1}$  ( $\sigma = 0.34 \text{ mg/cm}^3$ ), y en los restantes se mantiene con un valor ligeramente constante aproximado de 0.014  $\text{cm}^{-1}$ .

En los primeros 7 días de operación la eficiencia del filtro aumenta con el depósito de sólidos; debido a las fuerzas de adherencia entre la partícula y el grano; y disminuye en los restantes, hasta los 12 días de operación; provocada por la disminución del área disponible para la adherencia; fenómeno similar al que ocurre en la filtración rápida. Sin embargo, Después de los 12 días de operación (periodo en que se alcanza la maduración del filtro), las partículas previamente depositadas no incrementan la calidad del agua filtrada, es decir la capa biológica formada es la responsable de retener las partículas del agua cruda.

La calidad del agua filtrada se incrementa rápidamente en el periodo inicial de maduración. El filtro finaliza la carrera de filtración cuando alcanza la pérdida de carga máxima; totalmente diferente a la filtración rápida, donde el proceso termina su operación al alcanzar el límite práctico o valor de saturación ( $\sigma = \sigma_u$ ).

Aproximadamente el 90 % y 100 % de la remoción de partículas y materia biodegradable, respectivamente, se realiza en las capas superiores del lecho del filtro (15 cm del lecho). La FIG 12 indica cómo se lleva a cabo la acumulación de depósito. La FIG 13, por consiguiente, describe que la pérdida de carga se verifica en la parte superior del lecho.

## 5.2 Acumulación de depósitos en el lecho del filtro

El valor de  $K_1 = 0.4301 \text{ mg}^{-1}\text{cm}^2$ , determinado en el proceso experimental del filtro lento en arena mediante la ec. 47; para  $\Delta\sigma = 0.60 \text{ mg/cm}^3$ ,  $\Delta t = 25$  días,  $C_m = 0.0001139 \text{ mg/cm}^3$  y  $F = 1.458 \text{ mg/cm}^3$ ; es mucho mayor a los encontrados por Adin y Rebhun (1977) para filtros rápidos, estos valores están en el ámbito de 0.001 a  $0.002 \text{ mg}^{-1}\text{cm}^2$ ; un valor mayor en el coeficiente de acumulación ( $K_1$ ), significa una mejor calidad en el efluente.

Los valores de  $K_{rem}$  (constante de remoción) y  $\lambda$  (capacidad del filtro), se presentan en la TABLA 12. El aumento o la disminución de estos coeficientes se relacionan a una buena o mala calidad del agua filtrada, respectivamente. Los valores óptimos se alcanzan en los 14 días de operación para  $\lambda = 0.2384 \text{ cm}^{-1}$ , y a los 21 días para  $K_{rem} = 0.0146 \text{ cm}^{-1}$ . Sin embargo,  $\lambda$  es función del coeficiente de adherencia  $K_1$ , y la capacidad del filtro  $F$ ; este valor de  $\lambda$ , se determina con la ec. 48, y se obtiene un valor de  $0.6271 \text{ cm}^{-1}$ ; (obsérvese que este valor de  $\lambda$ , es diferente al determinado con la ecuación de Iwasaki que son los de la TABLA 12). Los valores de  $K_{rem}$  de la TABLA 12 se obtienen de la ec. 52; y se relacionan a la remoción de sustrato, no obstante el valor de  $K_{rem}$  está relacionado al metabolismo y adherencia de las bacterias en el lecho filtrante.

De la discusión anterior, queda claro que  $K_{rem}$  es el valor de una variable aleatoria cuya distribución depende de  $\lambda$ ; esta relación es desconocida, para obtener aproximaciones cuando la forma funcional de la curva de regresión no se conoce se aplica una regresión polinómica. Para el ajuste del polinomio por el método de mínimos cuadrados, se adopta un polinomio cuadrático (de segundo grado) a los datos que relacionan  $K_{rem}$  con  $\lambda$ ; se encuentra que la ecuación del polinomio de mínimos cuadrados es:

$$K_{rem} = 0.00259 + 0.027 \lambda + 0.0081 \lambda^2 \quad (54)$$

La gráfica de la ec. 54 se muestra en la FIG 16.

La ec. 54 se emplea para predecir  $K_{rem}$  cuando  $\lambda = 0.6271 \text{ cm}^{-1}$ ; sustituyendo en la ec. 54 se tiene  $K_{rem} = 0.0227$ .

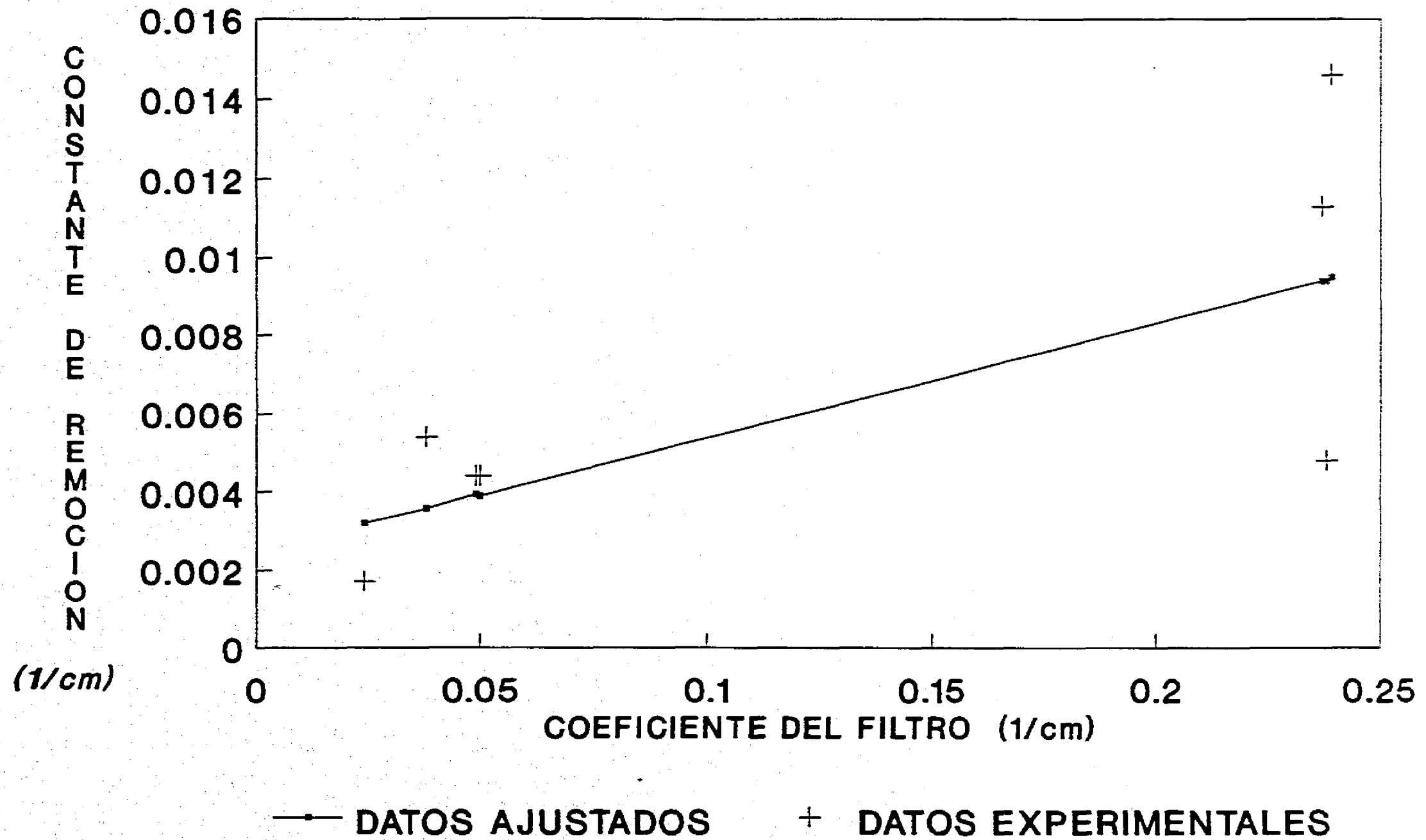
TABLA 12 VALORES DE  $K_{rem}$  Y  $\lambda$ , CON RESPECTO AL TIEMPO

TIEMPO (días)	$K_{rem}$ ( $\text{cm}^{-1}$ )	$\lambda$ ( $\text{cm}^{-1}$ )
0	0.0017	0.024
5	0.0029	0.24
6	0.0112	0.24
12	0.0054	0.0383
13	0.0044	0.0499
14	0.0048	0.2384
15	0.0045	0.2375
21	0.0146	0.2395
22	0.0113	0.2375
28	0.0146	0.2381
29	0.0122	0.2321

NOTA:  $K_{rem}$ , determinada con la ec. 52 ;  $\lambda$ , determinada con la ecuación de Iwasaki

La TABLA 13 presenta los datos obtenidos de la acumulación del depósito (observados y simulados), la FIG 17 describe el comportamiento de  $\sigma$  contra tiempo. La simulación está basada en las ecs. 46, 47 y 48 de la filtración inerte; se emplea  $\lambda = 0.6271 \text{ cm}^{-1}$ , y no se considera el efecto biológico. La comparación de los datos observados y simulados muestran la validez de las ecuaciones planteadas para describir el proceso de filtración mediante modelos de adherencia.





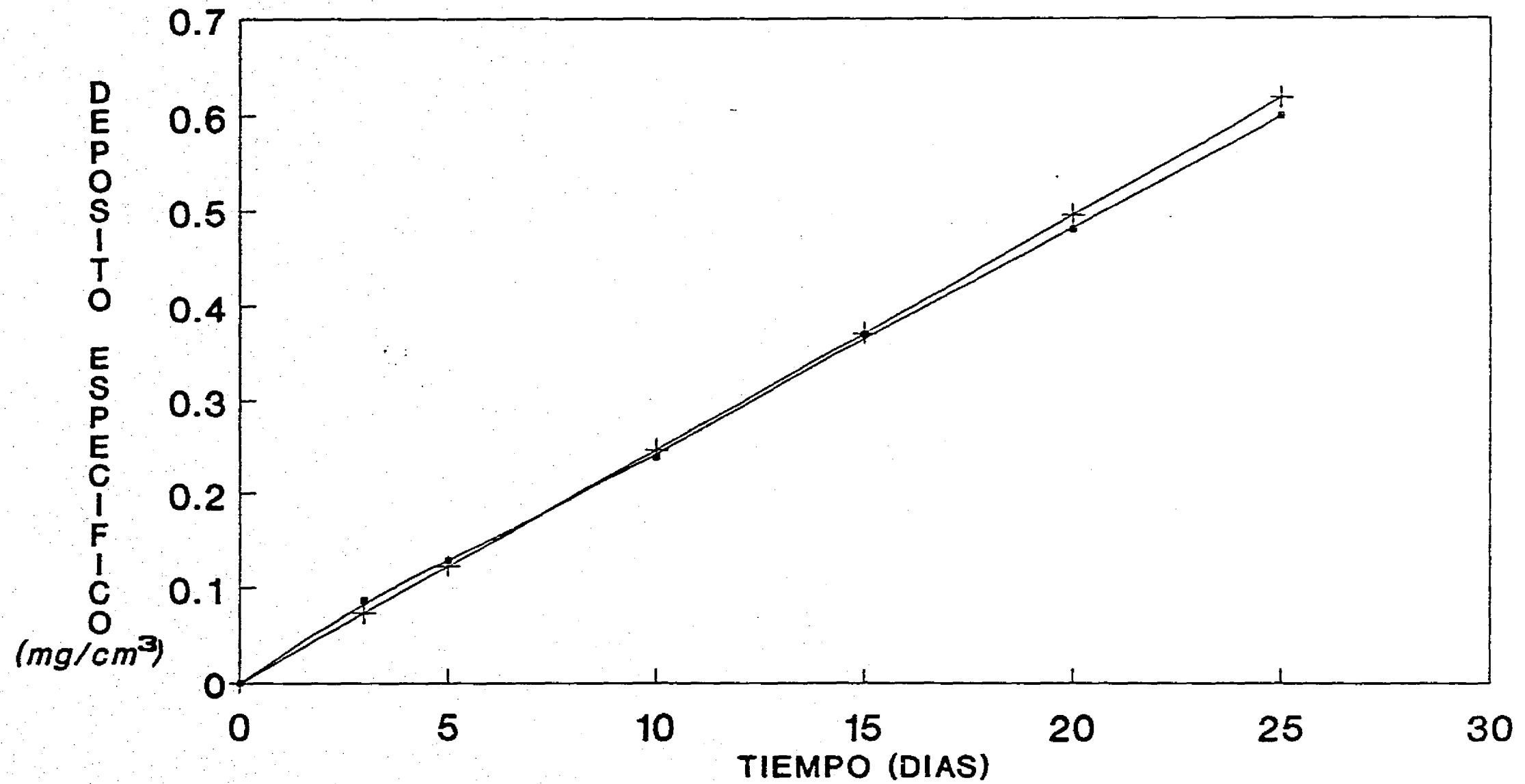
**FIG 16 Constante de remoción Vs coeficiente del filtro**

TABLA 13 DATOS OBSERVADOS Y SIMULADOS DEL DEPOSITO ESPECIFICO EN  
EL LECHO DEL FILTRO

TIEMPO (días)	OBSERVADO $\sigma$ (mg/cm <sup>3</sup> )	SIMULADO $\sigma$ (mg/cm <sup>3</sup> )
1	0.023	0.024
3	0.087	0.074
5	0.130	0.124
10	0.240	0.248
15	0.370	0.371
20	0.480	0.495
25	0.593	0.619

NOTA: El valor simulado de  $\sigma$ , se calcula con la ec. 46; no considera efecto biológico;  $\lambda = 0.6271 \text{ cm}^{-1}$

La ec. 50 se emplea para determinar el depósito formado en el lecho filtrante, tanto por la acumulación de partículas como por el metabolismo de la bacteria; se emplearon  $Y = 0.6 \text{ mg}$  de SSV/mg de DQO,  $K_{rem} = 0.0227 \text{ cm}^{-1}$  y  $\lambda = 0.6271 \text{ cm}^{-1}$ . La TABLA 14 presenta la contribución del crecimiento bacteriano en la acumulación de depósito de sólidos en el lecho filtrante.



—•— OBSERVADO    —+— SIMULADO

**FIG 17** *Simulación del mecanismo de acumulación que incorpora transporte y adherencia*

TABLA 14 PRODUCCION DE MICROORGANISMOS ADHERIDOS EN EL LECHO DE ARENA

TIEMPO (días)	PRODUCCION DE BIOMASA (mg SSV/cm <sup>3</sup> )	ACUMULACION DEL DEPOSITO MAS LA PRODUCCION DE BIOMASA (mg/cm <sup>3</sup> )
1	0.017	0.041
3	0.050	0.124
5	0.083	0.207
10	0.166	0.414
15	0.250	0.621
20	0.333	0.828
25	0.417	1.04

NOTA: La acumulación de partículas más la producción de biomasa, se determina con la ec. 50; Y (Coeficiente de rendimiento) = 0.6 mg de SSV/mg de DQO y  $K_{rem} = 0.0227 \text{ cm}^{-1}$

### 5.3 Modelos de pérdida de carga y conductividad hidráulica

La imposibilidad de determinar exactamente los parámetros de la ecuación de Kozeny-Carman durante el proceso de filtración, hacen necesario diferentes ecuaciones para la determinación de la pérdida de carga o conductividad hidráulica a través de un lecho poroso; los modelos de pérdida de carga o conductividad hidráulica disponibles son del tipo:  $h/h_0 = f(\sigma, \epsilon_0)$  o  $K/K_0 = f(\sigma)$ ; y fueron desarrollados para procesos de filtración de acción en profundidad; sin embargo el proceso de filtración lenta es de acción superficial.

### 5.3.1 Modelo de la pérdida de carga

La gráfica en papel semilogarítmico de la pérdida de carga relativa  $h/h_0$  y el volumen filtrado (V), indica que los "n" puntos se sitúan en línea recta (FIG 18), esto indica que la curva de regresión de  $h/h_0$  sobre V es exponencial, la ecuación de predicción es:

$$h/h_0 = 0.8928 \exp [0.029164 V] \quad (55)$$

La TABLA 15, presenta los datos obtenidos (observados y simulados), de la pérdida de carga relativa con respecto al tiempo, la gráfica (FIG 19), describe el comportamiento  $h/h_0$  contra tiempo. Los resultados presentados en la TABLA 15, y el comportamiento de éstos en la FIG 19 indican que la pérdida de carga en el proceso de filtración lenta; se representa mediante modelos que se ajustan a una curva exponencial.

TABLA 15 DATOS OBSERVADOS Y SIMULADOS DE LA PERDIDA DE CARGA RELATIVA DEL FILTRO PILOTO

TIEMPO (días)	OBSERVADO $h/h_0$	SIMULADO $h/h_0$
1	1.0	1.10
3	1.04	1.34
5	1.92	1.63
10	2.29	2.66
15	3.33	4.34
20	6.25	7.09
25	11.25	11.58

NOTA: El valor simulado de  $h/h_0$ , se calcula de la ec. 53; I (índice de filtración) =  $0.029 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

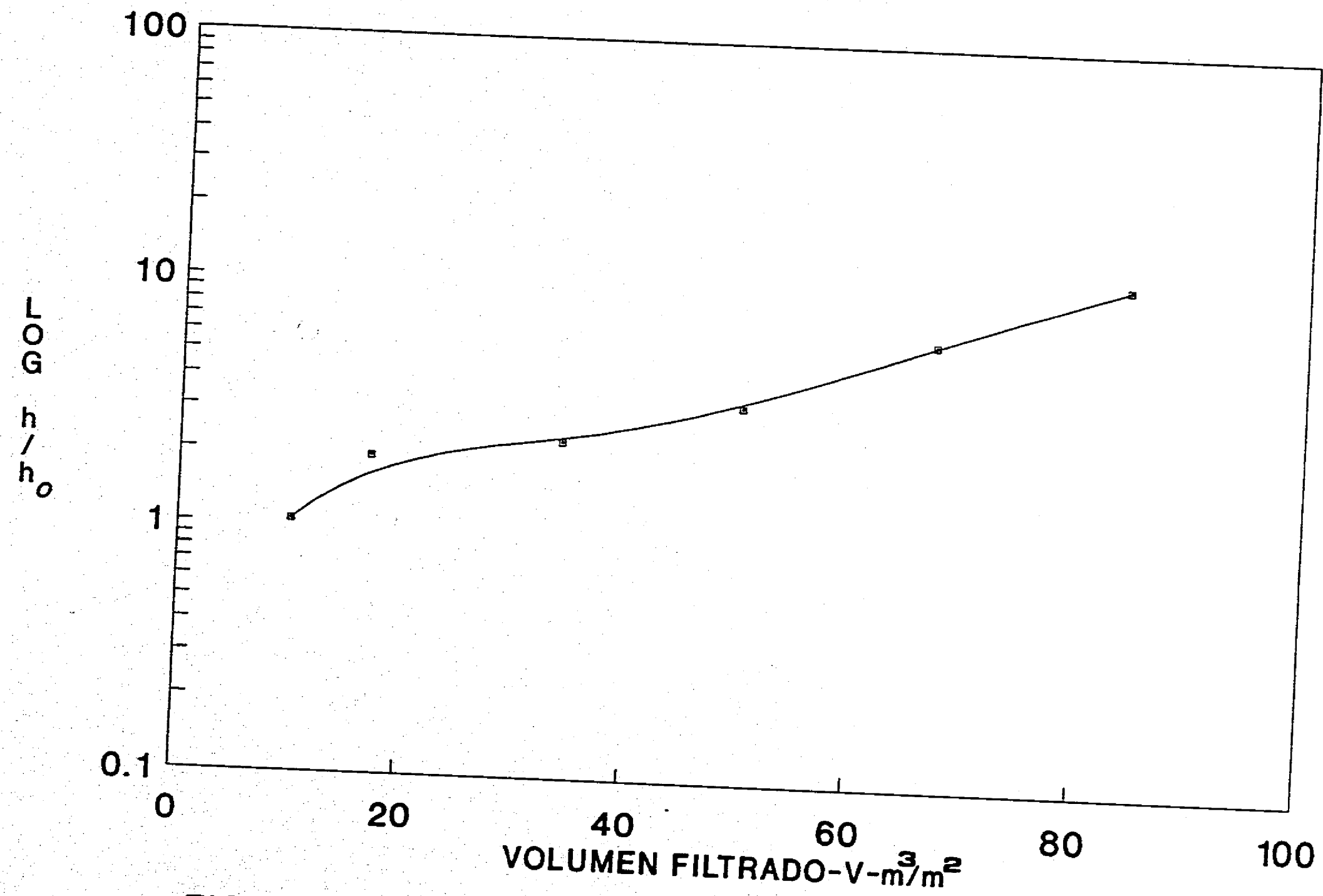


FIG 18 LOG  $h/h_0$  Vs volumen filtrado

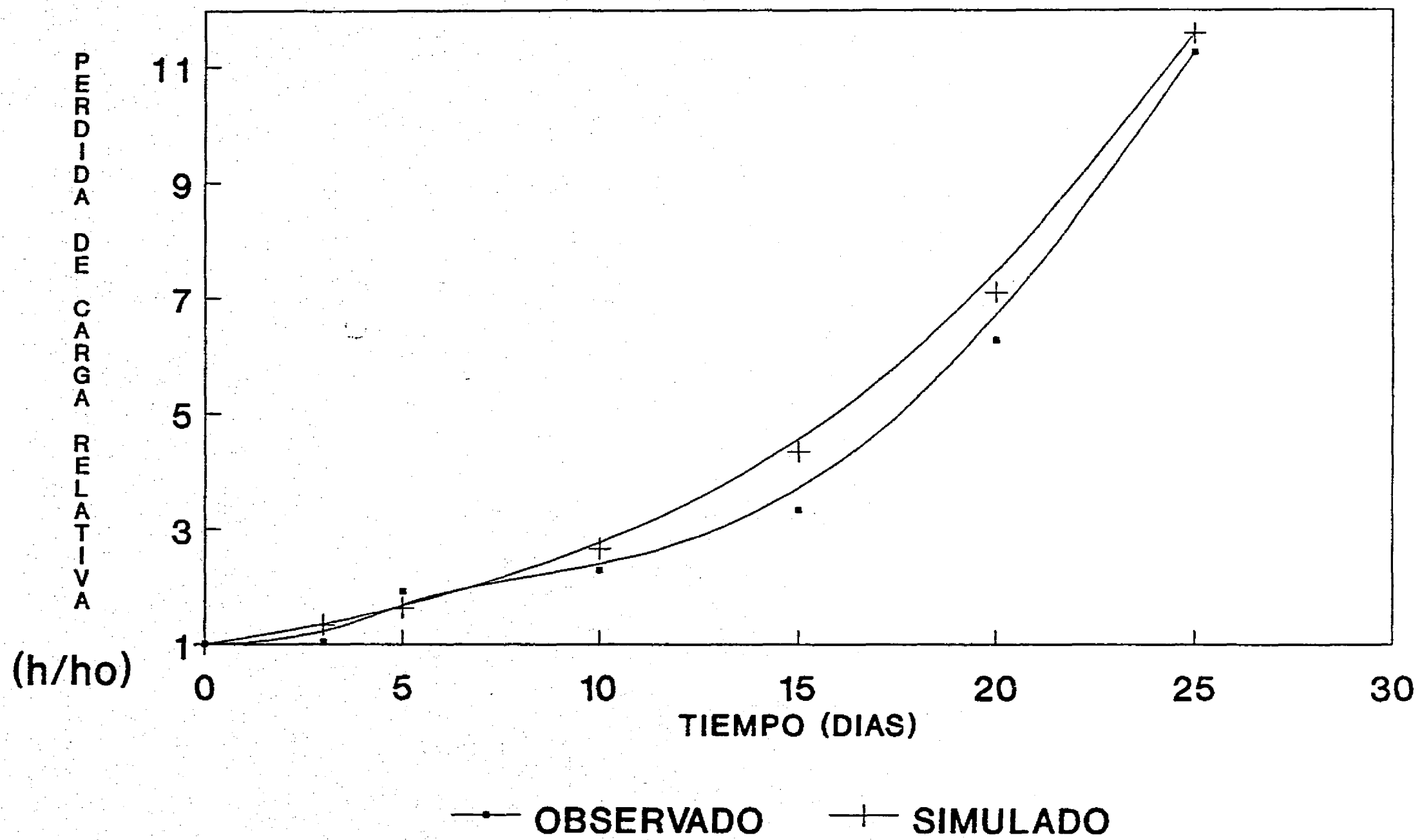


FIG 19 Simulación de h/ho con base en la ec. 53

### 5.3.2 Modelo de la conductividad hidráulica

Una vez establecido el modelo que simula la acumulación del depósito a través del lecho del filtro y el tiempo (acumulación del depósito más la producción de biomasa), este modelo que se presenta en la ec. 50, puede validarse mediante la conductividad hidráulica expresada en términos del depósito específico.

La mayor parte de las curvas de conductividad hidráulica para el proceso de filtración lenta, son ligeramente exponenciales con el depósito específico o el tiempo (FIGS 9 y 10).

En la TABLA 16 se observa que en la medida que aumenta  $\sigma$ , disminuye  $K/K_0$ ; y por lo tanto disminuye la capacidad teórica disponible  $(1 - \sigma/F)$ .

Con base en los datos de la TABLA 16 y la gráfica en papel semilogarítmico de la conductividad hidráulica relativa ( $K/K_0$ ) y la capacidad teórica disponible  $(1 - \sigma/F)$ , se tiene que los "n" puntos se sitúan en línea recta (FIG 20). Esto indica que la curva de regresión de  $K/K_0$  sobre  $(1 - \sigma/F)$  es exponencial. La ecuación de predicción es:

$$\frac{K}{K_0} = 0.025 \exp [3.68 (1 - \sigma/F)] \quad (56)$$

TABLA 16 VARIACION DE  $K/K_0$  CON RESPECTO A  $\sigma$  Y  $(1 - \sigma/F)$

TIEMPO	$K/K_0$	$\sigma$	$(1 - \sigma/F)$
0	1	0	1
3	0.81	0.12	0.918
5	0.44	0.2	0.863
10	0.37	0.4	0.7257
15	0.25	0.6	0.5885
20	0.14	0.8	0.4514
25	0.07	1	0.3142



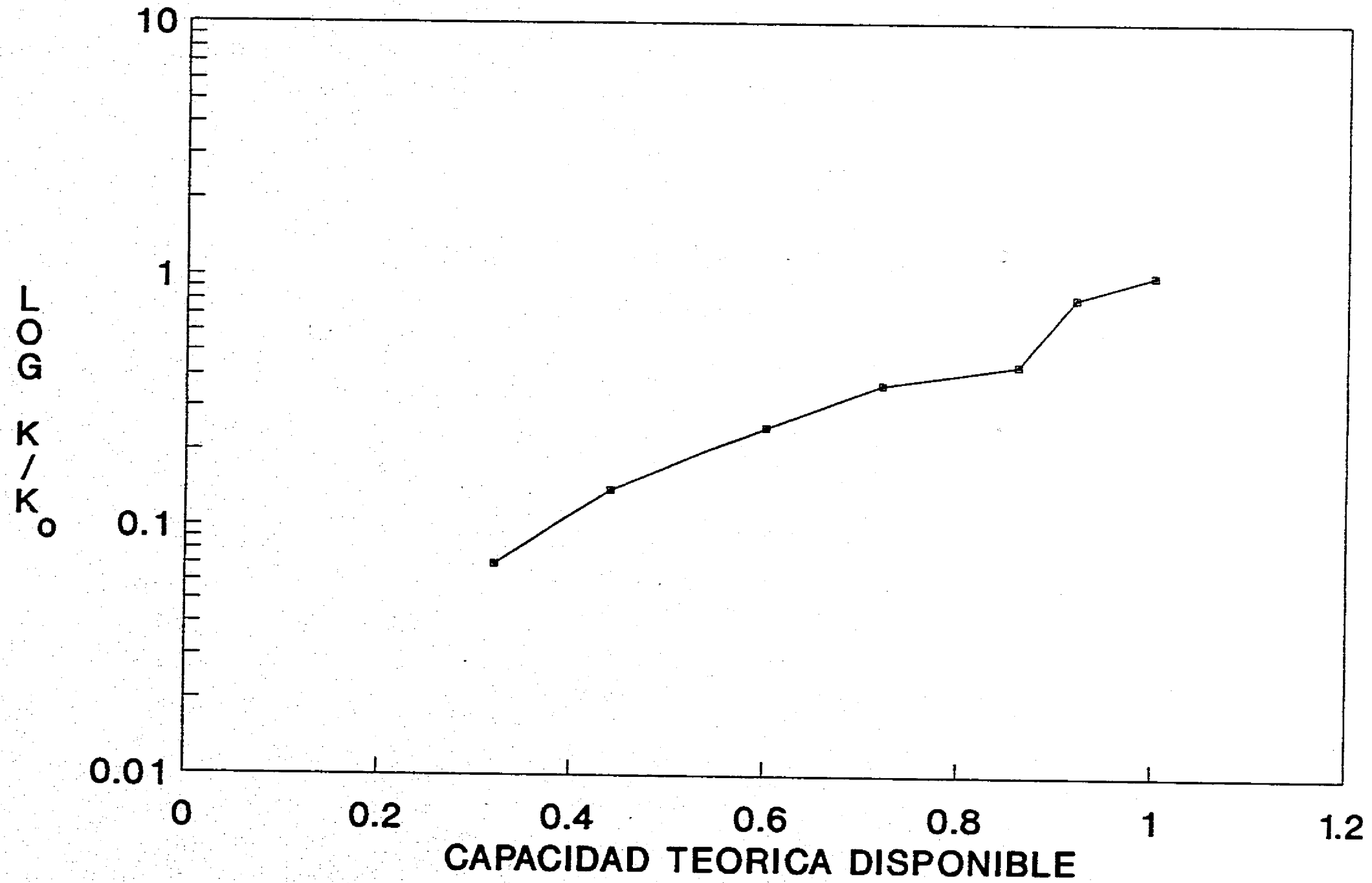


FIG 20 LOG K/Ko Vs capacidad teórica disponible

#### 5.4 Coeficientes de la filtración

Los valores de  $K_1$  y  $K_{rem}$  se calcularon a diferentes tasas de filtración empleando, las ecs. 47 y 54, respectivamente. Los resultados obtenidos se presentan en la TABLA 17.

TABLA 17 VARIACION DE LAS CONSTANTES CINETICAS DE LA FILTRACION LENTA CON LA TASA DE FILTRACION

u (m/h)	$K_1$ ( $mg^{-1}cm^2$ )	$\lambda = K_1F$ ( $cm^{-1}$ )	$K_{rem}$ ( $cm^{-1}$ )
0.14	0.4301	0.627	0.0227
0.20	0.019	0.027	0.0033
0.30	0.0012	0.0017	0.0026

En la gráfica log-log de las FIGS 21 y 22 se describe el comportamiento de los coeficientes con respecto a la tasa de filtración. Cada coeficiente se describe en función de la velocidad de aproximación. La gráfica indica una relación tipo lineal en escala logarítmica de las variables. La expresión matemática es como sigue:

$$K_1 = 4.49 \times 10^{-8} u^{-8.20} \quad (57)$$

$$K_{rem} = 4.78 \times 10^{-5} u^{-3.01} \quad (58)$$

La FIG 23 presenta el cambio de la turbiedad residual en la carrera del filtro, se emplean diferentes tasas de filtración de 0.14, 0.20 y 0.30 m/h. Se observa en la FIG 23 que la turbiedad

residual disminuye al bajar el valor de la tasa de filtración.

No se tiene la intención de proponer otra nueva fórmula empírica, que describan las gráficas anteriores, tan sólo es llamar la atención en dos observaciones:

1. El coeficiente de retención ( $K_1$ ) y la constante de remoción ( $K_{rem}$ ) disminuyen con el incremento de la tasa de filtración.

2. Otros investigadores (Rachwal, 1988) mencionan que la calidad del filtrado de filtros maduros es insensible a la tasa de filtración.

Estas observaciones tendrán que demostrarse con base en la experiencia en campo e investigaciones a escala piloto.

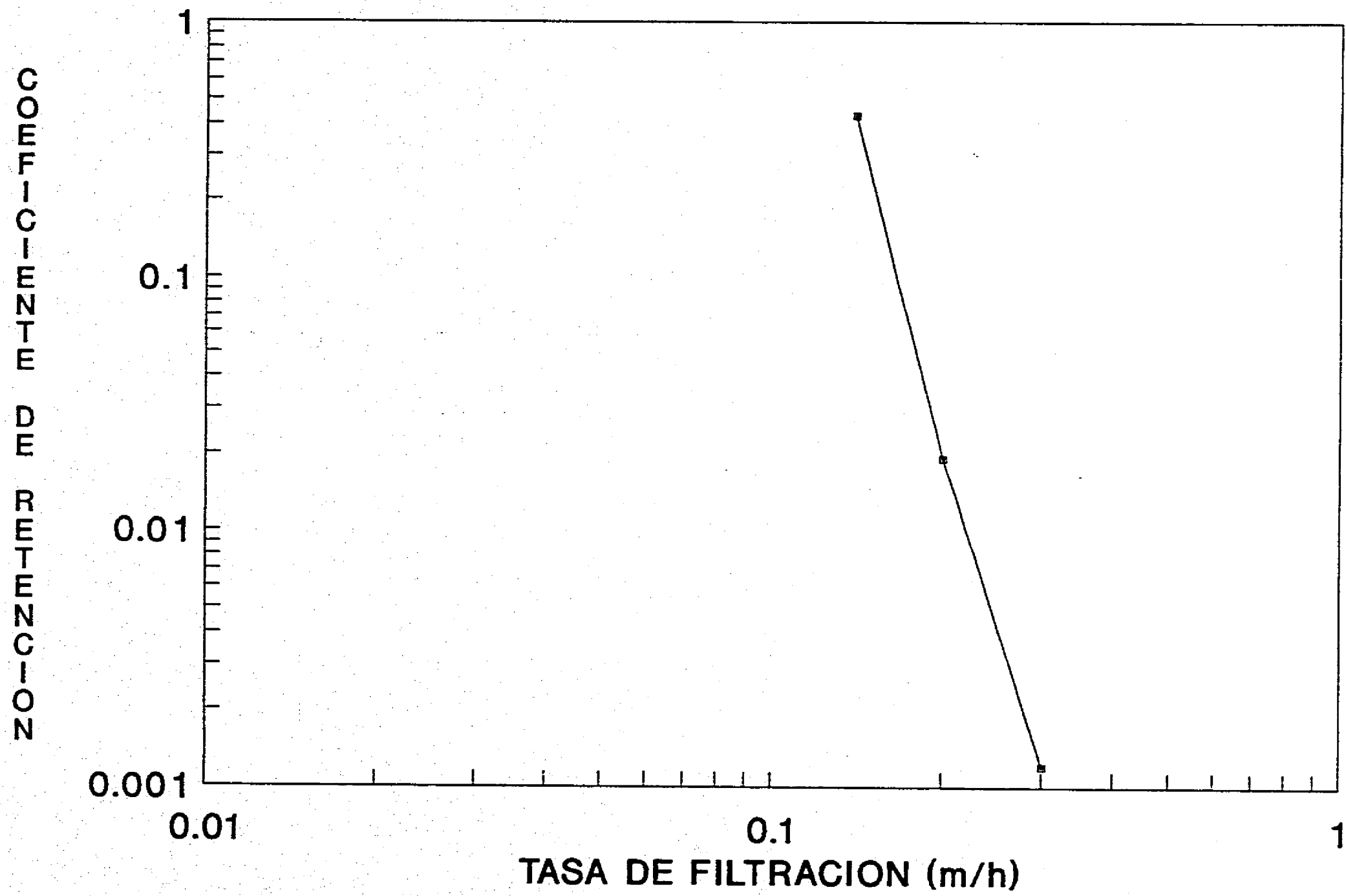


FIG 21 Coeficiente de retención como función de la velocidad

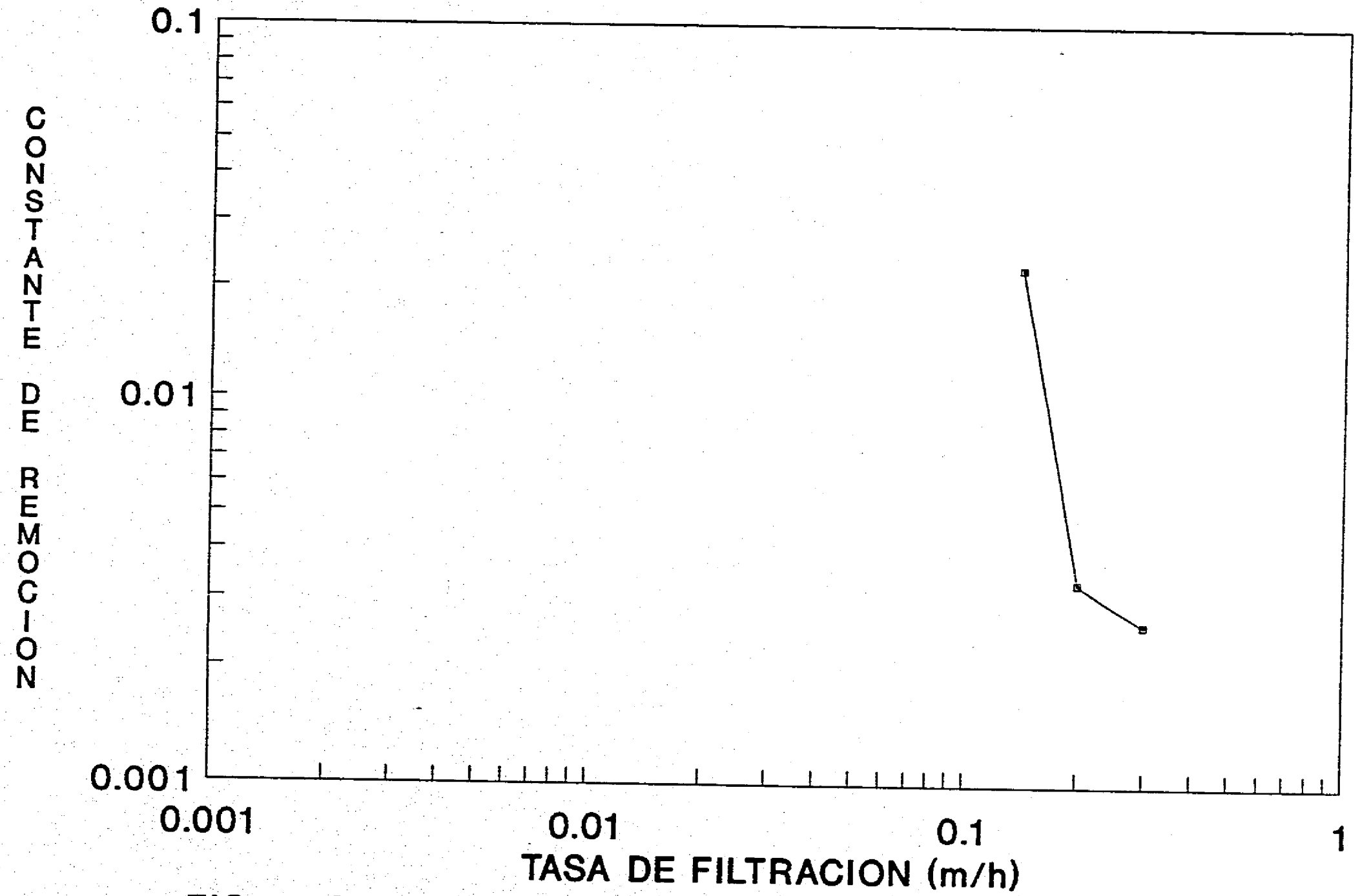


FIG 22 Constante de remoción como función de la velocidad

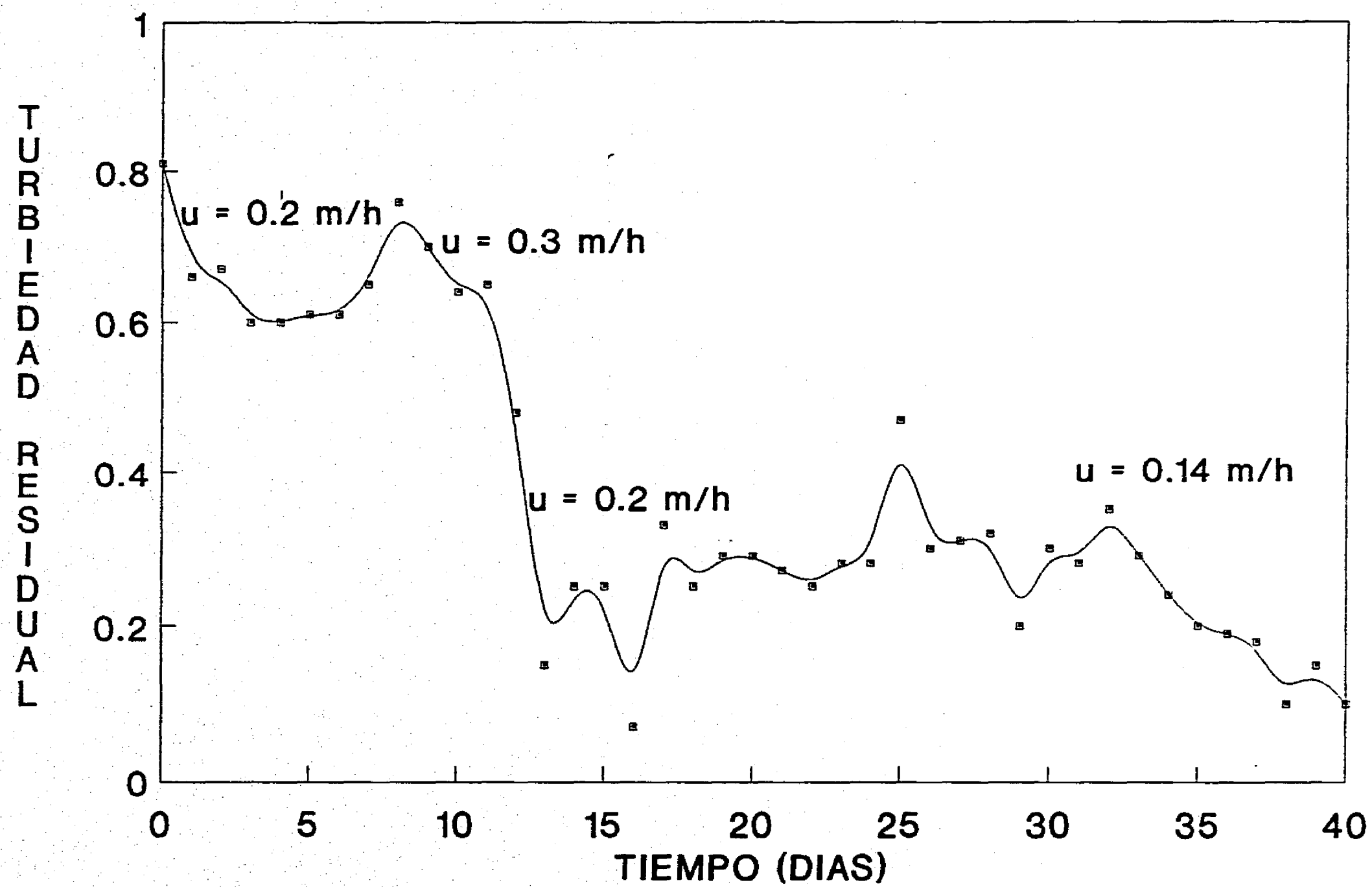


FIG 23 Turbiedad residual a diferentes tasas de filtración

## 5.5 Modelo matemático propuesto

El modelo matemático propuesto es:

$$\Delta\sigma = u \frac{(C_o - C_e)\Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_o - S_e)\Delta t}{\Delta x}$$

donde

$$C_e = C_o \exp ( - \lambda \Delta x )$$

$$S_e = S_o \exp ( - K_{rem} \Delta x )$$

Este modelo se basa en consideraciones simples y lógicas de los procesos de película biológica (producción de microorganismos en un lecho filtrante) y acumulación de partículas (transporte y adherencia), lo anterior facilita la comprensión del proceso de filtración lenta en arena y la aplicación práctica del modelo en el diseño y en la investigación. Con base en la simulación exitosa de la acumulación de depósito (TABLA 13 y FIG 17) y contribución a éste de la producción de biomasa (TABLA 14), se puede afirmar que el proceso de acumulación en un filtro lento de arena incorpora mecanismos de transporte, adherencia y producción de microorganismos

Existe un cierto valor del tiempo medio de residencia celular en la iniciación de la carrera de la filtración, durante el cual la estabilización de la materia biodegradable no se lleva a cabo; es decir, no hay efecto biológico, por tanto, es razonable suponer que en este periodo de tiempo, el mecanismo de acumulación se debe tan sólo a la adherencia. Después de cierto tiempo, la pérdida de carga desarrollada será función de la acumulación de partículas y la producción de biomasa, y el análisis de la pérdida de carga tendrá que ser diferente a los procesos de filtración a profundidad, ya que, son distintas las leyes que gobiernan la acumulación en el lecho filtrante. La fórmula empírica de la

conductividad hidráulica relativa (ec. 56) y la ley de Boucher, representan la mejor aproximación a este fenómeno.

La investigación realizada en este trabajo constituye una mayor aproximación para comprender mejor los mecanismos de funcionamiento de la filtración lenta en arena. La utilización de un parámetro como la constante de remoción o la relación de la constante microbiológica con las constantes cinéticas de la filtración inerte, resulta necesaria, dado el estado real del conocimiento en el tema de los procesos biológicos para potabilización del agua. Las propuestas de diseño de filtros lentos de arena son todavía desarrollos empíricos; aunque valiosos, no pueden salvar aún la brecha que existe entre la teoría y la práctica. El modelo propuesto como resultado de la investigación realizada reduce en parte esta brecha, pues proporciona un modelo general de acumulación de partículas y producción de biomasa.



## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 Conclusiones

El análisis e interpretación de los resultados de este estudio se realizaron con base a las condiciones de prueba del filtro piloto. Sin embargo, el modelo propuesto se puede aplicar a un número mayor de escenarios, mediante la determinación de cada una de las variables involucradas, para cada caso en particular. Las conclusiones definen de manera clara y concisa las tendencias de las variables de interés, para establecer los criterios de diseño de los sistemas de filtración lenta en arena.

1. El proceso de filtración lenta en arena se describe y pronostica a partir del modelo de acumulación de partículas y producción de biomasa, con base en el hecho que la filtración lenta en arena es un proceso de acumulación (transporte y adherencia) y producción de microorganismos. El modelo matemático propuesto incorpora una ecuación de balance de masa y dos ecuaciones cinéticas, una referida a la remoción de sustrato y otra que incluye el término de adherencia.

El modelo matemático propuesto es:

$$\Delta\sigma = u \frac{(C_0 - C_e)\Delta t}{\Delta x} + u Y \frac{(S_0 - S_e)\Delta t}{\Delta x}$$

Donde;  $C_e = C_0 \exp(-\lambda \Delta x)$ , y  $S_e = S_0 \exp(-K_{rem} \Delta x)$  Son las ecuaciones cinéticas.

2. Se utilizan seis parámetros de fácil determinación: capacidad teórica del filtro, coeficiente de adherencia, coeficiente del filtro, constante de remoción, coeficiente de rendimiento e índice de filtrabilidad. Estos son parámetros físicamente significativos en la determinación de la cantidad de agua que puede ser tratada, la tasa de acumulación de depósitos, y la eficiencia del proceso. Estos parámetros facilitan la evaluación cuantitativa y permiten comparar los componentes biológico (capa biológica) y físico (lecho filtrante) del filtro lento de arena. El proceso de adherencia y metabolismo de la bacteria se relacionan con los coeficientes cinéticos  $K_{rem}$  y  $\lambda$  mediante la ecuación siguiente:

$$K_{rem} = 0.00259 + 0.027 \lambda + 0.0081 \lambda^2$$

3. El modelo propuesto de la cinética microbiológica está basado en los principios de los procesos biológicos de tratamiento; éstos proporcionan un mayor significado en el desarrollo de la cinética de la capa biológica. Sin embargo, los parámetros difíciles de medir en campo fueron simplificados a un parámetro de fácil determinación ( $K_{rem}$ ). Esto limita la validez del modelo, pero incrementa su aplicación práctica.

4. La distribución del depósito específico en las capas del lecho filtrante no se lleva a cabo de manera uniforme; luego entonces, no es equivalente la contribución de cada una de las capas, en el desarrollo de la pérdida de carga y en el proceso de purificación. La mayor cantidad de depósito se encuentra en las capas superiores del lecho filtrante; en consecuencia, los modelos para evaluar la variación de la pérdida de carga o conductividad hidráulica son de acción superficial o exponenciales, con respecto al volumen filtrado o la capacidad teórica disponible, como se presentan en este trabajo.

$$h/h_0 = 0.8928 \exp [0.029164 V]$$

$$\frac{K}{K_0} = 0.025 \exp [3.68 (1 - \sigma/F)]$$

5. Para una calidad del agua a tratar, los coeficientes de  $K_1$  y  $K_{rem}$  dependen de la tasa de filtración. Los coeficientes disminuyen con el aumento de la tasa de filtración. Un valor mayor del coeficiente de adherencia y constante de remoción mejoran la eficiencia del proceso; sin embargo, se incrementa más rápidamente la pérdida de carga. Cada coeficiente se describe en función de la tasa de filtración mediante una expresión matemática como sigue:

$$K_1 = 4.49 \times 10^{-8} u^{-8.20}$$

$$K_{rem} = 4.78 \times 10^{-5} u^{-3.01}$$

6. El modelo se aplica a ciertas calidades de agua (menor a 10 UTN), tiene un valor práctico en el diseño de nuevos filtros como también mejorar la calidad del agua filtrada de los filtros existentes.

## 6.2 Recomendaciones

No obstante, el tiempo transcurrido (164 años) en que se construyó y operó el primer filtro lento de arena, el conocimiento de los mecanismos del proceso y su dependencia con las variables operacionales fue inadecuado. Por lo que, se proponen las recomendaciones siguientes:

1. Se recomienda realizar mayores esfuerzos en la experimentación y modelación, para entender de mejor manera la biodegradación de material orgánico, en bajas concentraciones del agua de abastecimiento para potabilización. Los problemas que requieren ser investigados son:

a) Poco se conoce del tipo de compuestos orgánicos que son biotransformados, las condiciones ambientales requeridas o los nutrientes necesarios.

b) Se necesita conocer la tasa de degradación de materia orgánica, particularmente, si la materia orgánica es utilizada en el crecimiento microbiano.

c) Se necesita evaluar la exactitud de los modelos de filtración lenta en arena para describir las transformaciones de las bacterias oligotrofas. Una aproximación en la modelación es de utilidad para el diseño del proceso biológico de los filtros lentos de arena.

2. Mayores investigaciones en el área de los procesos biológicos de potabilización podrían ser valiosas para conocer la tasa de producción de microorganismos en los filtros lentos de arena y comparar este balance de microorganismos en el lecho filtrante con el propuesto en este trabajo.

3. Establecer las estrategias para la aplicación práctica del modelo propuesto, que permitan mejorar el diseño y operación, o modificación de las unidades de tratamiento de filtros lentos de arena:

a) Adaptar y desarrollar la tecnología de filtración lenta en arena para pequeñas comunidades de México, donde las consideraciones fundamentales de diseño son bajos costos, fácil operación y mantenimiento y remoción de microorganismos patógenos.

b) Aplicar la filtración lenta en arena a fuentes de abastecimiento con turbiedades menores a 10 UTN y ligeramente contaminada de materia fecal (menor a 1000 colonias/ 100 mL).

c) Evaluar y rehabilitar los filtros lentos de arena existentes en la República Mexicana.

d) Elaborar un manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento de pretratamientos y filtros lentos de arena.

## REFERENCIAS

- Adin A. & Rebhun M., (1977), "A Model to Predict Concentration and Head-Loss Profiles in Filtration", JAWWA, Vol. 69, No. 8, pp. 444-453.
- Amirtharajah A., (1988), "Some Theoretical and Conceptual Views of Filtration", JAWWA, Vol. 80, No. 12, pp. 36-46.
- Baker M. N., (1981), "The Quest for Pure Water", JAWWA, Vol. 1, second ed., pp. 147-153.
- Barnes D. & Bliss P.J, (1983), "Biological control of nitrogen in wastewater treatment", E. & F. N. Spon LTD, First edition, 146 pp.
- Barrett J. & Silverstein J., (1988), "The Effects of High-Carbon and High-Coliform Feed Waters on the Performance of Slow Sand Filters Under Tropical Conditions", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 230-251.
- Bellamy W. D., Silverman G.P., Hendricks D. W. and Logsdon G. S., (1985), "Slow Sand Filtration: Influences of Selected Process Variables", JAWWA, Vol. 77. No. 12 pp. 62-66.
- Boucher P. L., (1947), "A new Measure of the Filtrability of Fluids with Applications to Water Engineering", J. Instn civ. Engrs, Vol. 27, England, pp. 415.
- Bouwer J. E. & Crowe P. B., (1988), "Biological Processes in Drinking Water Treatment", JAWWA, Vol. 80, No. 9, pp. 82-93.
- Camp T. R., (1964), "Theory of Water Filtration", Proc. ASCE, J. San. Eng. Div., Vol. 90, No. SA4, pp. 3-7.
- CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería y Ciencias del Ambiente), (1984), "Filtración", Evaluación de plantas de tratamiento de agua, Tomo I, Perú, pp. 170-261.

CICM (Colegio de Ingenieros Civiles de México)., (1991), "Agua Limpia: Estrategia Nacional", Cuadernos Técnicos No.3 , memoria de la tercera mesa redonda sobre Ingeniería y Medio Ambiente, México, D. F.

CINARA (Centro Inter-Regional de Abastecimiento y Remoción de Agua), (1989), "Proyecto Integrado de Investigación y Demostración en Filtración Lenta en Arena", Informe Final, versión resumida, Cali, Colombia, 48 pp.

CIR (Centro Internacional de Agua y Saneamiento), (1989), "Filtración Lenta en Arena", Sistemas de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades, No. 18, Perú, pp. 209-223.

Cleasby J. L., Hilmo D. J., & Dimitracopoulos C., (1984), "Slow Sand and Direct In-Line Filtration of Surface Water", JAWWA, Vol. 76, No. 12, pp. 44-55.

Cleasby J. L., Hilmo D. J., Dimitracopoulos C., & Diaz-Bossio L. M., (1984), " EPA- 600/2-84-088, U.S. Environmental Protection Agency", Cincinnati, Ohio.

CNA (Comisión Nacional del Agua), (1992), "Inventario Nacional de Plantas Potabilizadoras con Sistemas de Filtración Lenta"

Collins M.R., (1992), "Removing Natural Organic Matter by Conventional Slow Sand Filtration", JAWWA, Vol. 84, No. 5, pp. 80-90.

Craft T. F. & Eichholtz G. G., (1970), "Mechanism of Rapid Filtration in a Uniform Filter Bed", Wtr. Resources Res., Vol.6, p. 527.

Curds C. R., (1983), "Ecological Aspects of Used-Water Treatment", The Processes and their Ecology, New York, Academic Press Inc. 1a. Ed., 339 pp.

Daniels S. L., (1972), "The Adsorption of Microorganisms onto Solid Surfaces", Dev. Ind. Microbiol., Vol. 13, pp. 211-253.

Diario Oficial de la Federación, (1988), "Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios", pp. 26-27.

Di Bernardo L, (1984), "Evaluación de Plantas de Tratamiento de Agua: Filtración" , Tomo I, BID, OPS, OMS, Perú, pp. 178-268.

Duncan A., (1988), "The Ecology of Slow Sand Filtration", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 163-180.

Fair G. M. & Hatch L. P., (1933), "Fundamental Factors Governing the Streamline Flow of Water Through Sand", JAWWA, Vol. 25, p. 1551.

Fox D. M. & Cleasby J.L, (1966), "Experimental Evaluation of Sand Filtration Theory", Proc. ASCE, J. San. Eng. Div., Vol. 92, No.SA5, pp. 65-71.

Fox K. R., Miltner R. J., Logsdon G. S., Dicks D. L., & Drolet L. F., (1984), "Pilot-Plant Studies of Slow-Rate Filtration" , JAWWA, Vol. 76, No. 12, pp. 62-68.

Friedlander S. K., (1958), "Theory of Aerosol Filtration", Ind. Eng. Chem., Vol. 50, p. 1161.

Galvis G., Visscher T. J. & Lloyd B., (1991), "Sobreponiendose a las Limitaciones de Calidad del Agua con el Concepto Multi-Barrera: Una Experiencia en Colombia", Conferencia dictada en la Universidad de New Hampshire, Durhann, New Hampshire, 23 pp.

Gayle B. P., Boardman G. D., Sherrard J. H. & Benoit R. E., (1989), "Biological denitrification of water", Journal of Environmental Engineering, Vol. 115, No. 5, pp. 930-943.

Graham N. J. D., (1988), "Slow sand filtration: Recent development in water treatment technology", New York, John Wiley, 1a. ed., 413 pp.

Graham N. J. D., (1991), "Research Needs in Slow Sand Filtration: Process Mechanisms and Modeling", Civil Engineering Depto., Imperial College of Science, Technology & Medicine, London, pp. 1-12.

Happel J., (1973), "Viscous Flow in Multiparticle Systems", In: Slow Motion of Fluids Relative to Beds of Spherical Particles, Jour. Amer. Inst. Chem. Engrs. Vol.19, p. 58.

Herzig J. P., Leclerk D. M. & Legoff P., (1970), "Flow of Suspensions Through Porous Media-Application to Deep Filtration", Indl. & Engrg. Chemistry, Vol. 62, p. 5.

Huck P. M., (1987), "Reduction in Organic Levels and Disinfectant Demand by Slow Sand Filtration in Western Europe", Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Huisman L. & Wood W. E., (1974), "Slow Sand Filtration", World Health Organization, Geneva.

Ives K. J., (1960), "Rational Design of Filters", Proc. Inst. Civil Engrs. Vol. 16, paper No. 6414, London, pp. 189-193.

Ives K. J., (1961), "Filtration through a Porous Septum: A Theoretical Consideration of Boucher's Law", Proc. Inst. Civil Engrs., Vol. 17, paper No. 6459, London, pp. 333-337.

Ives K. J., (1961), "New Concepts in Filtration", Water and Water Eng. Vol. 65, No. 307, pp. 341-385.

Ives K. J., (1969), "Theory of Filtration", Special Subject No. 7, IWSA Congress, Vienna.

Ives K. J., (1975), "Capture Mechanisms in Filtration", The Scientific Basis of Filtration (K. J. Ives, editor), Noordhoff-Leyden, Netherlands.

Ives K. J., (1975), "Mathematical Models of Deep Bed Filtration", In: The Scientific Basis of Filtration, Noordhoff-Leyden, pp. 203-224.



Ives K. J., (1982), "Fundamentals of Filtration", Proc. of Sym. on Water Filtration. European Federation of Chem. Engrs, Antwerp, Belgium.

Ives K.J. & Sholji I., (1965), "Research on Variables Affecting Filtration", J. San. Engrg. Div., ASCE, Vol. 91, No. SA4. p. 1.

Iwasaki, I., (1937), "Some Notes on Sand Filtration", JAWWA, Vol. 29, No. 10, pp. 1591-1602.

Jorden R. M., (1963), "Electrophoretic Studies of Filtration", JAWWA, Vol. 55, No. 6, pp. 771-782.

Lamb H., (1932), "Hydrodynamics", 6 th ed., Cambridge University Press, London, p. 614.

Logsdon G. & Fox K., (1988), "Slow sand filtration in the United States", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in water treatment technology (ed. by Graham N. J. D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 29-45.

Lloyd B., (1973), "The Construction of a Sand Profile Sampler: Its Use in the Study of the Vorticella Populations and the General Interstitial Microfauna of Slow Sand Filters", Wat. Res., pp. 963-973.

Lloyd B., Pardon M. & Wheeler D., (1988), "The performance of slow sand filters in Perú". In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in water Treatment Technology (ed. by Graham N. J. D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 393-411.

McCarty P. L., Rittmann B. E. & Reinhard M., (1981), "Trace Organics in Ground Water", Environ. Sci. & Technol., Vol. 15, p. 40.

MacDonald D. V., (1990), "Denitrification by an expanded bed biofilm reactor", JWPCF, Vol. 62, No. 6, pp. 796-802.

Mackrle V. & Mackrle S., (1961), "Adhesion in Filters", Proc., ASCE, J. San., Eng., Div., Vol. 87, No. 17.

Mintz D. M., (1966), "Modern Theory of Filtration", In: International Water Supply Association Congress, London, England, Proc. Special Subject No. 10.

Montgomery M. J., (1985), "Water treatment, principles and design", New York, John Wiley, 1a. ed., 858 pp.

Namkung E. & Rittmann B. E., (1987), "Modeling Bisubstrate Removal by Biofilms", Biotechnol. Bioengr., Vol. 29, No. 2, p. 269.

Ojha C. S. P. & Graham N.J.D., (1991), "Computer-Aided Modelling of Slow Sand Filtration: Preliminary Assessment", International Slow Sand Filtration Workshop, Durham USA., pp. 1-24.

Olson B. H. & McCleary, (1991), "Background and Models for Bacterial Biofilm Formation and Function in Water Distribution Systems", Modelling the Environmental Fate of Microorganisms, by Christon J. Hurst (ed.), American Society for Microbiology. pp. 255-285.

O'Melia C. R., (1967), "Theory of Water Filtration", JAWWA, Vol. 59, No. 11, pp. 1393-1412.

O'Melia C. R., (1974), "The Role of Polyelectrolytes in Filtration Processes", EPA-670/2-74-032.

O'Melia C. R. & Crapps D. k., (1964), "Some Chemical Aspects of Rapid Sand Filtration", JAWWA, Vol. 56 No. 10, pp. 1326-1344.

Rachwal A. j., Bauer M. J. & West J. T., (1988), "Advanced Techniques for Upgrading Large Scale Slow Sand Filters", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham, N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 331-347.

Rajagopalan R. & Tien C., (1979), "The Theory of Deep Bed Filtration", Progress in Filtration and Separation, Vol. 1, pp. 179-269.

Richard L. S. & Duff H. J., (1987), "Denitrification in a sand and gravel aquifer", Applied and Environmental Microbiology, Vol. 54, No. 5, pp. 1071-1078.

Ridley J. E., (1967), "Experiencie in the use of Slow Sand Filtration, Double Sand Filtration and Microstraining", Proc. Soc. Water Treat. Exam. Vol. 16, p 170.

Rittmann B. E., (1989), "Detachment from biofilms", In W. G. Characklis and P.A. Werner (ed.), Structure and Function of Biofilms. Jhon Wiley & Sons, Inc. , New York. pp. 49-58.

Rittmann B. E., (1984), "Achieving Biologically Stable Drinking Water", JAWWA, Vol.76, No.10, pp. 106-114.

Rittmann B. E., (1990), "Analyzing Biofilm Processes Used in Biological Filtration", JAWWA, Vol. 82, No. 12, pp. 62-66.

Sakthivadivel R., Thanikchalam V. & Seetharaman S., (1972), "Head-Loss Teories in filtration", JAWWA, Vol. 64, No.4, pp. 233-238.

Schellart J. A., (1988), "Benefits of Covered Slow Sand Filtration", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham, N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 253-263.

Schippers J. C. & Kruihof J. C., (1987), "Removal of Nitrate by Slow Sulphur/Limestone Filtration", Aqua, No.5, England, pp. 274-280.

Shammas N., (1986), "Interactions of Temperature, pH and Biomass on the Nitrification Process" , Journal of Water Pollution Control Federation, Vol. 58, No. 1, pp. 52-59.

Sharma B. & Alhert R. C., (1977), "Nitrification and Nitrogen Removal", Water Research, Vol. 11, pp. 897-925.

Shekhtman Y., (1961), "Filtration of Low Concentration Suspensions", Publishing House of the URSS Acad. of Sci., Moscow, URSS.

Slade J. J., (1937), Discussion on "Some Notes on Sand Filtration" by Iwasaki T. J., JAWWA, Vol. 29, No. 10, pp. 1597-1600.

Slezak L. A. & Sims R. C., (1984), "The Application and Effectiveness of Slow Sand Filtration in the United States", JAWWA, Vol. 76, No. 12, pp. 38-43.

Stanley D. R., (1955), "Sand Filtration Studied with Radiotracers", Proc. ASCE, J. San. Eng. Div., Vol. 81, p. 592.

Stein P. C., (1940), "A Study of the Theory of Rapid Filtration of Water Through Sand", Doctoral Dissertation, MIT, Cambridge, Mass. (Unpublished).

"Standard Methods for examination water and wastewater", 17th Ed. APHA, AWWA, WPCF, Washington D.C., 1989.

Tien C., (1988), "Theoretical Analysis of Filtration", Proc. Intl. Tech. Conf. on Filtration and Separation, Amer. Filtration Soc.

Tien C. & Gimbel R., (1982), "On the Development of a Comprehensive Model of Deep Bed Filtration", Preprints of Symposium on the Water Filtration, Antwerp, Belgium, pp. 1.1-1.13.

Tien C. & Payatakes A. C., (1979), "Advances in Deep Bed Filtration", JAICHE, Vol. 25, No. 5, p. 737.

Toms I. P. & Bayley R. G., (1988), "Slow Sand Filtration: and Approach to Practical Issues", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham, N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 11-28.

Visscher J.T., (1990), "Slow sand Filtration: Design, Operation and Maintenance", JAWWA, Vol. 82, No. 6, pp. 67-71.

Visscher J. T., Paramasivam R., Raman A. & Heijnen H. A., (1987), "Slow Sand Filtration for Community Water Supply", Technical Paper 24, International Reference Centre for Community Water Supply and Sanitation, the Hague, the Netherlands.

Weber W. J. Jr., (1972), "Physicochemical processes for water quality control", New York, John Wiley, 1a. ed., 253 pp.

Wegelin M., (1991), "Roughing Filters for Surface Water Pretreatment", paper presented at AWWA's Slow Sand Filtration Workshop, University of New Hampshire, USA, pp. 1-23.

Wheeler D., Bartram J. & Lloyd B. J., (1988), "The Removal of Viruses by Filtration Through Sand", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham, N.J.D.), Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 207-227.

Woodward C. A. & Ta C. T., (1988), "Developments in Modelling Slow Sand Filtration", In: Slow Sand Filtration. Recent Developments in Water Treatment Technology (ed. by Graham N.J.D.) Ellis Horwood Limited West Sussex, England, pp. 348-366.

Wright A. M., (1970), "Filtration Kinetics in Water and Waste Water", First Annual Progress Report, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Yao K. M., (1968), "Influence of Suspended Particle Size on the Transport Aspect of Water Filtration", Doctoral Dissertation, Univ. of North Carolina, Chapel Hill.

Yao K. M., Habibian M. T. & O'Melia C. R., (1971), "Water and Wastewater Filtration: Concepts and Applications", Envir. Sci. & Technol. Vol. 5, p. 1105.

Yao K. M. & O'Melia C. R., (1968), "Particle Transport Aqueous Flow Through Porous Media", Presented at the 16th Annual Conf. Hydr. Div. ASCE, MIT, Cambridge, Mass.

**ANEXO**

**BASE DE CALCULO DE DISEÑO Y OPERACION DE MODELOS A ESCALA  
LABORATORIO**

### A.1 Cálculo del área del filtro lento

$$A = \frac{\pi (D)^2}{4} \quad (A1)$$

donde

A = Área de la sección transversal del filtro lento  
D = Diámetro del filtro lento

$$\text{Diámetro del filtro lento (D)} = 0.38 \text{ m}$$

De la ec. A1:

$$A = 0.1134 \text{ m}^2$$

### A.2 Cálculo del gasto

$$Q = u A \quad (A2)$$

donde

Q = Gasto del filtro lento  
u = Velocidad de filtrado (0.14 m/h)  
A = Área de la sección transversal del filtro lento

$$Q = u A = (0.14 \text{ m/h}) (0.1134 \text{ m}^2)$$

$$Q = 0.0158 \text{ m}^3/\text{h} = 15.876 \text{ L/h}$$

### A.3 Balance de flujo

La FIG A.1 presenta el balance de flujo de glucosa, *E. Coli* y agua sintética en la entrada del filtro lento.

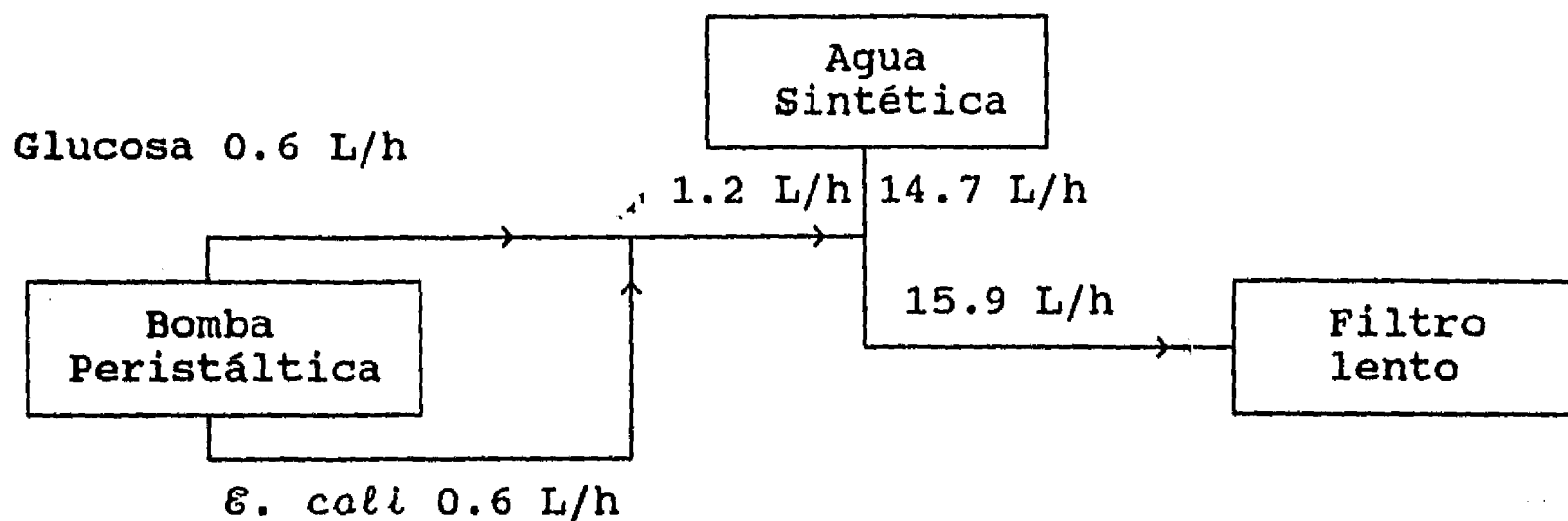


FIG A.1 Diagrama del balance de flujo en la entrada del filtro lento

### A.3.1 Cálculo de la concentración de glucosa

Glucosa:

$$C_1 Q_1 + C_2 Q_2 = C_t Q_t \quad (A3)$$

donde

- $C_1$  = Concentración de glucosa en el agua sintética
- $Q_1$  = Gasto de alimentación del agua sintética
- $C_2$  = Concentración de glucosa preparada en laboratorio
- $Q_2$  = Gasto de alimentación de glucosa y *ε. Coli*
- $C_t$  = Concentración de glucosa esperada en el influente
- $Q_t$  = Gasto total influente al filtro lento de arena

De la ec. A3:

$$(0.01 \text{ mg/L}) (14.7 \text{ L/h}) + (1.2 \text{ L/h}) (G) = (15.9 \text{ L/h}) (15 \text{ mg/L})$$

$$0.147 \text{ mg/h} + (1.2 \text{ L/h}) (G) = 238.5 \text{ mg/h}$$

$$G = 198.62 \text{ mg/L}$$

Se requiere 0.19862 g de glucosa por litro; en un flujo de 1.2 L/h, para obtener una concentración de 15 mg/L; en un flujo de 15.9 L/h.



#### A.4 Análisis granulométrico

Objetivo: Determinar el tamaño de los granos que componen una muestra dada de arena.

Materiales: Un juego de mallas de la serie americana.

Procedimiento:

- Colectar, lavar y secar la muestra de material filtrante
- Pesar 300 g de arena limpia y seca
- Colocar la muestra en el juego de mallas de la serie americana ordenadas en forma descendente; de la malla con mayor abertura a la de menor abertura y agitar en un aparato "rotap" por un lapso de 10 min; permitiendo así que los granos pasen a través de tantas mallas como su tamaño lo permita
- Pesar las porciones de muestras retenidas en cada una de las mallas y calcular el porcentaje de peso retenido, el porcentaje que pasa acumulado, y el porcentaje de peso acumulado con respecto al peso de la muestra total
- Los datos obtenidos se grafican en un papel logarítmico - probabilístico, colocando los porcentajes en peso acumulado en el eje de las ordenadas (escala de probabilidades) y el tamaño de los granos en mm en el eje de las abscisas (escala logarítmica)

El tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad se obtienen, determinando los tamaños correspondientes al 10 y al 60 por ciento, resultando:

$$\text{Tamaño efectivo (Te)} = P_{10}$$

(A4)

$$C.U. = \frac{P_{60}}{P_{10}} \quad (A5)$$

donde

C.U = Coeficiente de uniformidad  
 P<sub>60</sub> = Percentil 60  
 P<sub>10</sub> = Percentil 10

El análisis granulométrico de la arena que conforma el medio filtrante del filtro piloto; se indican en las TABLAS A.1 y A.2, y FIG A.2. La gráfica de la la FIG A.2 está basada en el promedio aritmético de dos pruebas realizadas para la arena del filtro lento.

TABLA A.1 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO LENTO PRUEBA 1

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	15.8	5.27	94.73	5.27
18	1.000	34.4	11.47	83.26	16.74
20	0.840	33.7	11.24	72.02	27.98
30	0.595	101.5	33.86	38.16	61.84
35	0.425	32.4	10.81	27.35	72.65
40	0.420	25.2	8.41	18.94	81.06
50	0.297	25.5	8.51	10.43	89.57
FONDO	-----	31.3	10.43	0.0	100.00
TOTAL		299.8			

TABLA A.2 DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO PARA LA ARENA DEL  
 MODELO FILTRO LENTO  
 PRUEBA 2

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO NETO (g)	% PESO RETENIDO	% QUE PASA ACUMULADO	% PESO ACUMULADO
16	1.130	15.1	5.05	94.95	5.05
18	1.000	35.5	11.86	83.09	16.91
20	0.840	30.8	10.29	72.80	27.2
30	0.595	83.8	28.00	44.80	55.2
35	0.425	28.7	9.59	35.21	64.79
40	0.420	24.0	8.02	27.19	72.81
50	0.297	28.5	9.52	17.67	82.33
FONDO	-----	52.9	17.67	0.0	100.00
TOTAL		299.3			

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA  
SUBCOORDINACION DE CALIDAD DEL AGUA

ANALISIS GRANULOMETRICO

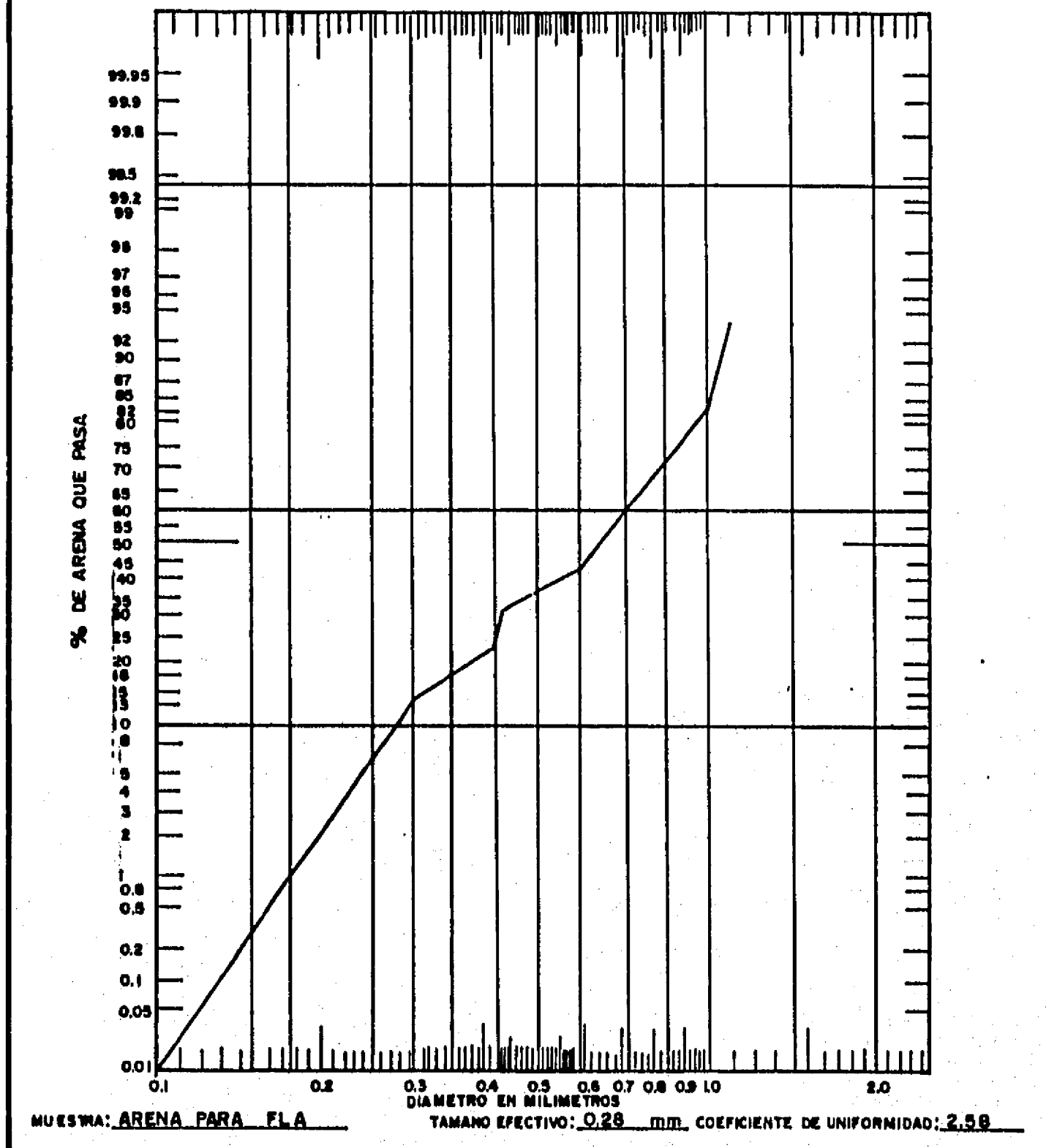


FIG A.2 Análisis granulométrico del lecho filtrante del modelo filtro lento

## A.5 Pruebas químicas

Las pruebas químicas de solubilidad en ácido clorhídrico y hidróxido de sodio; se emplean para determinar, si la arena es la adecuada para utilizarse como medio filtrante. Las pérdidas por solubilidad en medio ácido deben ser menores a 5 % y las pérdidas por solubilidad en medio alcalino deben ser menores a 2 % .

### Procedimiento:

Se toman dos muestras de arena de 100 g cada una. A una de las muestra se le agregan 250 mL de NaOH 0.25 M, y a la segunda muestra se le adicionan 250 mL de una solución de HCl 1:1.

Las muestras se cubren totalmente por las soluciones. Se dejan reposar durante 30 min, agitando cada 10 min. Cada una de las muestras se lava con agua destilada, y se secan en la estufa a 110°C durante dos horas. Posteriormente se desecan una hora y finalmente se determina su peso. Estas pruebas se realizan por duplicado.

En la TABLA A.3 se muestran los resultados realizados para las pruebas de solubilidad en medio ácido y alcalino.

TABLA A.3 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE SOLUBILIDAD EN MEDIO ACIDO Y BASICO PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO LENTO

MASA INICIAL (g)	PRUEBA	MASA FINAL (g)	% SOLUBILIDAD
100	HCl	99.8	0.2
100	HCl	99.4	0.6
100	NaOH	97.8	2.2
100	NaOH	98.1	1.9

## A.6 Determinación de la porosidad al lecho filtrante

El espacio vacío o porosidad en sistemas granulares, no es fácil de determinar mediante métodos teóricos; sin embargo, existen métodos experimentales para obtener la porosidad en forma práctica y sencilla.

Con base en que la porosidad representa el porcentaje de espacio vacío de un sistema; ocasionado por las formas irregulares de las partículas que evitan una perfecta unión. Se calcula este espacio vacío en términos de un "volumen real"; el cual es el volumen que ocupa una cierta masa contenida en un recipiente graduado. Por lo tanto, el volumen real es la suma del espacio ocupado por las partículas y el espacio vacío que queda entre las mismas. El "volumen calculado" se obtiene del cociente de la masa total de las partículas entre la densidad de las mismas, como se observa, el volumen calculado considera exclusivamente el espacio ocupado por las partículas.

Con base en este razonamiento se llega a la siguiente relación:

$$\epsilon = 1 - (V_{\text{calculado}} / V_{\text{real}}) \quad (\text{A6})$$

donde

$$\epsilon = \text{Porosidad}$$

$$V_{\text{calculado}} = \text{masa} / \text{densidad} \quad (\text{A7})$$

donde

$$V_{\text{calculado}} = \text{Medición directa de la masa contenida en un recipiente graduado}$$

Ya que la masa y densidad son valores conocidos, el volumen calculado se obtiene sin dificultad.

Para la determinación del volumen real, es necesario preparar una

cantidad suficiente de muestra; a la cual se desea obtener la porosidad. Se lava con agua destilada un mínimo de 6 veces para retirar la mayor cantidad de cuerpos extraños. Se coloca en un horno a una temperatura de 110 °C durante 24 horas; para eliminar por completo la humedad. Finalmente se deja la muestra en un desecador hasta que se enfrie por completo; ésto con el objeto de obtener datos confiables; ya que si las partículas están dilatadas se obtiene información inadecuada.

La medición se lleva a cabo de la siguiente manera; Se pesa una cantidad de muestra (cantidad fija para todos los ensayos). Se coloca en un recipiente graduado, donde se compacta ligeramente. Y se efectúa la lectura. De esta forma se realizan tantos ensayos como sean necesarios dependiendo de la variación de las lecturas y reemplazando en su totalidad la masa de la muestra.

En la TABLA A.4 se muestran los resultados obtenidos del análisis realizado para la arena del filtro piloto.

TABLA A.4 DATOS DE PRUEBA DE POROSIDAD PARA LA ARENA DEL MODELO FILTRO LENTO

ENSAYO	VREAL (ml)	VREAL (m <sup>3</sup> )	MASA (Kg)	DENSIDAD (Kg/m <sup>3</sup> )	V CALCULADO (m <sup>3</sup> )	ε
1	73	7.3X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4520
2	71	7.1X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4366
3	72	7.2X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4444
4	70	7.0X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4285
5	71	7.1X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4366
6	70	7.0X10 <sup>-5</sup>	0.1	2500	4X10 <sup>-5</sup>	0.4285

El resultado obtenido empleando la prueba estadística (valor promedio y desviación estándar) para los datos de porosidad en la TABLA A.4, es el siguiente:

$$\bar{X} = 0.4377 \quad ; \quad \bar{S}_x = 0.00917$$