12798
Hid. 213

ORDENACION Y DESARROLLO DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

(AGRICULTURAL SURVEY OF SELECTED WATERSHEDS)

RIOS=COJEDES SUPERIOR Y MOTATAN

(PROYECTO DEL FONDO ESPECIAL DE LA ONU EN VENEZUELA)

OFICINA EJECUTIVA: F.A.O.

ORGANISMO ASISTENTE: C.B.R.

ENTIDADES COOPERANTES: M.A.C.— M.O.P.

RECURSOS HIDRAULICOS

(APUNTES VARIOS SOBRE HIDROLOGIA Y MATERIAS RELACIONADAS)

VOL. I

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

OFICINA DEL CO-DIRECTOR

CARACAS, FEBRERO 1966

ORDENACION Y DESARROLLO DE CUENCAS HIDROGRAFICAS
(Agricultural Survey of Selected Watersheds)

RIOS: COJEDES SUPERIOR Y MOTATAN
(Proyecto del Fondo Especial de la O.N.U. en Venezuela)

Oficina Ejecutiva: F.A.O. Entidades Cooperantes: MAC-MOP
Organismo Asistente: C.B.R.

R E C U R S O S H I D R A U L I C O S

(Apuntes Varios sobre Hidrología y Materias Relacionadas)

VOL. I

Ing. Civil José Ma. Ochoa P.

OFICINA DEL CO-DIRECTOR
Febrero 1966

NOTA EXPLICATIVA

Como parte de las investigaciones que han sido adelantadas sobre los recursos hidráulicos de las dos cuencas hidrográficas componentes del Proyecto "Venezuela-1" del Fondo Especial de la O.N.U. en Venezuela, el Grupo de Estudios Hidrológicos e Hidráulicos ha venido preparando una serie de apuntes e informes específicos relativos a estas disciplinas, los cuales han sido utilizados ventajosamente como material de orientación por los expertos nacionales y extranjeros participantes en aquél.

La Directiva del Proyecto ha creído conveniente seleccionar aquellos Informes más relevantes según su importancia metodológica o divulgativa, a objeto de editarlos en uno o más volúmenes.

Se espera que este primer compendio pueda ser de utilidad a los técnicos interesados en estas especialidades.

Las publicaciones fueron editadas en el taller del Consejo de Bienestar Rural .

RICARDO GONDELLES AMENGUAL
Co-Director

B
C
A

turas de unión facilitan el establecimiento de una relación entre H, Q, area y velocidad, siendo H la altura de mira. En secciones estables, esto permite descartar observaciones que pudieran ser dudosas en razón del uso de instrumentos defectuosos, errores de medición, métodos inexactos, etc. En los ríos en que se practican aforos con una sección de medición para las aguas altas (aforos con cable) y otra sección de medición para las aguas bajas) (aforos al vado) pueden dibujarse dos juegos de curvas. Esto, usado conjuntamente con el ploteo en papel aritmético, ayuda a escoger el paso de la curva de gastos.

Relaciones H, Q, Area Velocidad

Siempre que se puede, deben dibujarse curvas que indiquen la relación entre altura de mira , area y velocidad. Si la sección de aforo está próxima a la mira y el río es bastante estable pueden advertirse desviaciones o puntos dispersos que podrían implicar errores de mediciones o aforos. Estos puntos pueden descartarse o se les puede adjudicar menos peso al trazar la curva de gastos.

Establecimiento de la Curva de Gastos.

La curva de gastos puede trabajarse en papel aritmético a escala grande usando un juego de plantillas curvas transparentes. La desviación de puntos a los dos lados de la curva debe ser simétrica y puede verificarse el buen trazado con los métodos siguientes:f

a) Simetría en las Desviaciones
Sumando las desviaciones a los dos lados y buscando la igualdad.

b) Trabajando con el método de series de diferencias en el cual se tabulan:

H	Q	ΔQ	$\Delta^2 Q$	$\Delta^3 Q$

Un valor H_1 corresponde un gasto Q_1 y a un valor H_2 un gasto Q_2.

Siguiendo se tendrá H_3 y Q_3, H_4 y Q_4 etc. Con incrementos iguales a ΔH de 20 cms por ejemplo.

Entre Q_1, Q_2, Q_3, etc existe una primera serie de diferencias ΔQ y entre estos últimos, existe una segunda serie $\Delta_2 Q$ etc.

Con un buen ajuste se llegará a valores próximos a cero en el segundo o tercer ciclo y las diferencias serán consistentes, es decir podrá notarse un ligero aumento a medida que aumentan H y Q.

El cambio de signo en las diferencias indicaría una discrepancia local que podría ignorarse si es pequeña. Esto podría significar que habría que variar localmente la curva, intercalar un elemento corto de recta, etc. Físicamente indica un cambio de régimen del río que afecta la tendencia matemática de la curva.

c) Ajuste de mínimos cuadrados con una parábola de segundo grado y una ecuación del tipo

$$Y = a + bx + CX^2$$

Puede usarse cuando hay una sección establey regular, bien encajonada y con poca dispersión de datos.

Siendo y lecturas de miras y X el gasto correspondiente se tabulan los valores siguientes:

$$\Sigma Y, \Sigma X, \Sigma XY, \Sigma X^2, \Sigma X^2 Y, \Sigma X^3, \Sigma X^4$$

Se usan 3 ecuaciones normales:

$$(1) \quad \Sigma(Y) = Na + b\Sigma X + c\Sigma(X^2)$$

$\Sigma(xy) = a\Sigma(x) + b\Sigma(x^2) + c\Sigma(x^3)$

$\Sigma(x^2y) = a\Sigma(x^2) + b\Sigma(x^3) + c\Sigma(x^4)$

n = número de datos

Procedimiento:

1. Restar la ecuación I de la ecuación II multiplicando los miembros de la ecuación por un coeficiente numérico que iguale Na y $\Sigma(x)$ de manera que al restarse se elimine el término con coef. a. Esto dá lugar a la ecuación IV.

2. Se resta la ecuación I de la ecuación III utilizando el mismo procedimiento (eliminar el término con coeficiente a) para tener una ecuación V.

3. Se aplica de nuevo el procedimiento restándole a la ecuación V la ecuación IV y eliminando el término con coeficiente "b" con lo que se tiene una ecuación con un solo coeficiente desconocido - el coeficiente "c". Al despejar c se sustituye dicho valor en la ecuación IV para despejar b. El valor de "b" se introduce en la ecuación II y se tiene a, que corresponde a la lectura de mira cuan Q = 0.

$$\log Q_2 - \log Q_1 = \log H_2 \cdot n - \log H_1 \cdot n$$

$$= n \left(\log H_2 - \log H_1 \right)$$

$$\log \left(Q_2 / Q_1 \right) = n \log \left(H2/H1 \right)$$

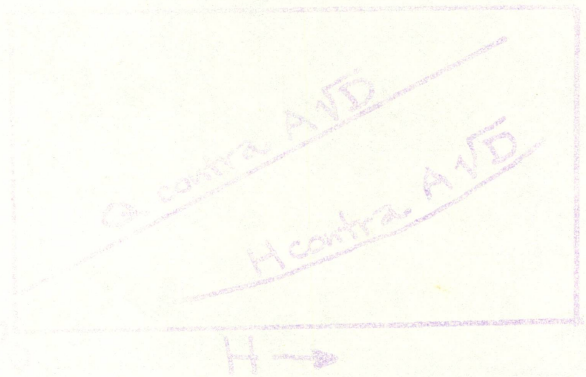
$$n = \frac{\log \left(Q_2/Q_1 \right)}{\log \left(H2/H1 \right)}$$

n también se calcula tomando una escala en cms, midiendo sobre el log-log la abcisa y la ordenada y dividiendo la primera por la segunda (cms abcisa/cms ordenada).

Una vez conocido "n" se sustituye dicho valor en una cualquiera de los primeras ecuaciones para despejar C

$$\log C = \log Q_2 - \log H_2 \cdot n$$

(Trazar una recta que arroje un valor h igual en todos los ciclos)



Q contra $A\sqrt{D}$ generalmente rectilíneo

H contra $A\sqrt{D}$ ligera curvatura

dQ
dh
dQ
dh
Aumento de Area
Aumento de Radio-Hidráulico
Disminución de "n" (menor resistencia)
dQ
dh disminuye:
dQ
dh
Aumento de la resistencia
por ejemplo por un llano
de inundación muy enmontado.

precisión en los cálculos hidrológicos requiere curvas de aforo en las que se tomen en cuenta:

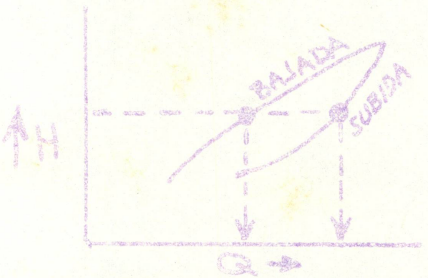
a) Lectura de Mira

auxiliar de aguas abajo.

La aplicación del método correspondiente es descrito a continuación:

Método de la Curva de Caída Constante:

Se adapta bien a las estaciones de aforo que cuentan con un hidrómetro o estación auxiliar aguas abajo. La estación aguas abajo resulta en un control de pendiente y régimen; se pueden detectar los efectos de ondas de crecientes que producen gastos desiguales para una misma lectura de mira; también se utiliza el método para construír curvas de aforo en estaciones hidrométricas que están sometidas a efectos de remanso. Este caso puede presentarse con cierta frecuencia.



(dos valores Q para un valor h)

Si aplicamos la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{0.5}$$

Vemos que, para una misma altura de mira, con A, R y n iguales

$$Q \propto S$$

por lo tanto

$$\frac{Q}{Q_o} = \left(\frac{S}{S_o}\right)^{0.5}$$

La anterior ecuación tendría validez absoluta si se pudiera conocer la verdadera pendiente S que depende, en cada momento de las alturas piezométricas o línea del agua, más la de la pendiente de la línea de energía, que incluye un término $v^2/2g$ según el teorema de Bernoulli.

El presente método asume que $v2^2/2g$ y $v1^2/2g$ para las Estaciones 1 y 2 son valores iguales y que la pendiente puede juzgarse en base a una cierta caída "F" (en pies o decímetros) que se produce en la estación de aguas abajo.

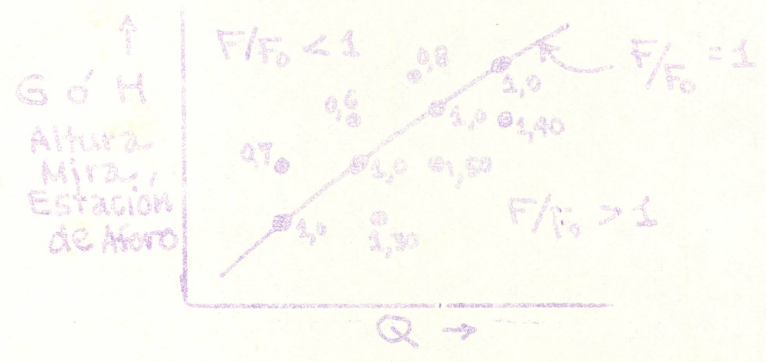
Entonces $$\frac{Q}{Qo} = \left(\frac{F}{Fo}\right)^m$$

donde $m \approx 0.5$

Habiéndose aforado en la estación de arriba con conocimiento de la caída F en la estación de abajo, se ploteará un cuadro de los valores de Q contra la altura de mira en la estación de aforo de arriba. Las relaciones de caídas F/F_o se indican al lado de los puntos.

A una cierta caída convencional que puede ser 1 decímetro y que se denomina F_o (y con relación $F/F_o = 1$) corresponde un cierto gasto Q_o. Las otras caídas dan una relación con respecto al valor de F_o adoptado.

El ploteo resultará así:



Una vez hecho este gráfico se prepara un diagrama entre F/F_o contra Q/Q_o siendo Q_o el gasto correspondiente a la línea $F/F_o = 1$

Los datos tomados del cuadro anterior.

El gráfico Q/Q_o contra F/F_o daría una línea recta en papel log-log y se puede usar la relación

$$Q/Q_o = (F/F_o)^n$$

donde n se determina del gráfico log-log según la relación siguiente:

Sean A y B dos puntos en la recta log-log, entonces

$$n = \frac{\log_{10} (Q/Q_o)_B - \log_{10}(Q/Q_o)_A}{\log_{10} (F/F_o)_B - \log_{10}(F/F_o)_A}$$

Es de observarse que el uso de una ecuación del tipo

$$\frac{Q}{Q_o} = \left(\frac{F}{F_o}\right)^n$$

con $n = 0.5$ dará resultados que generalmente caerán dentro del 4% con respecto a los gastos verdaderos.

Este método requiere el uso de una tabla de aforos con las relaciones n y Q_o (para la caída escogida) y de una tabla de corrección en función de F/F_o .

FAO-CBR
HIDROLOGIA

I - 2 Refuerzo de la Red Pluviométrica
Anotaciones.
Hietogramas y Curvas de Masa.
Análisis de Profundidad - Area - Duración - Ajuste de Pluviógrafos para Análisis de Tiempo - Duración - Intensidad. Análisis de las frecuencias. Análisis de Condiciones de Lluvia Antecedente. Correlación de Lluvias en las Estaciones Adyacentes. Correlación de los efectos de altura, exposición y otros.

José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil

Enero 1966

I N D I C E

		PAG
1.	Refuerzo de la Red Pluviométrica Anotaciones	1
2.	Análisis de Profundidad - Area - Duración. Hietogramas y Curvas de Masas Ajuste de Pluviómetros para Análisis de Tiempo - Duración - Intensidad Análisis de las Frecuencias Procedimiento para Análisis de Tormenta	2 10
3.	Análisis de las Condiciones de Lluvia Antecedente	13
4.	Correlación de lluvias en estaciones adyacentes. Correlación de los efectos de altura, exposición y otros.	16

1. Refuerzo de la Red Pluviométrica. Anotaciones.

En muy pocos lugares existen redes pluviométricas capaces de suministrar buenos datos con respecto a la distribución de las lluvias, tanto en el espacio como en el tiempo.

El problema del espacio se refiere a la ubicación de las instalaciones y la adecuación de estas para determinar la distribución espacial de las tormentas. En el trópico este asunto es de especial interés, ya que una gran parte de las tormentas ocurre en la forma de efectos convectivos locales con áreas de precipitación muy limitadas. Los efectos frontales y los efectos ciclónicos de gran envergadura no son frecuentes en el trópico. En el caso de lluvias por frentes fríos o cálidos (lluvias frontales) la precipitación se dá simultáneamente en extensas mas zonas y se pueden lograr datos excelentes sobre la distribución de la lluvia con una cobertura poco densa de instalaciones pluviométricas.

Para las condiciones tropicales y cuando hay necesidad de tomar datos hidrológicos para fines de diseño (por ejemplo, la elaboración de hidrógrafos unitarios) se recomienda ubicar las estaciones pluviométricas a intervalos de 10 kilómetros. En muchos casos si no se puede lograr un hidrógrafo total para una cuenca, el mismo puede integrarse combinando los hidrógrafos logrados para las diversas hoyas o subcuencas. Estos análisis requieren una cobertura densa de puntos de medición. Una separación de 20 kilómetros es el máximo a que se puede llegar en el trópico para lograr resultados aceptables con una red.

El problema de la distribución de la lluvia en el tiempo se refiere a la variación horaria de la lluvia, a las intensidades cambiantes y su duración y al tiempo de comienzo y finalización del fenómeno pluvial.

Estos son datos indispensables para un buen análisis de tormenta, ya que se relacionan con la capacidad de

infiltración de los suelos y el correspondiente escurrimiento y con el tiempo de concentración de las avenidas.

Para la buena evaluación de estos factores es preciso contar con un máximo de aparatos registradores o pluviógrafos. Por otra parte, las bandas de registro de los pluviógrafos deben dar una escala en el tiempo que permita apreciar claramente los milímetros de lluvia caídos cada 10 minutos, o por lo menos, cada 15 minutos.

El uso de pluviómetros (aparatos no registradores) debe limitarse en número y preferiblemente a las zonas que cuenten con una buena distribución de pluviógrafos o aparatos registradores.

Cuando se instalan pluviómetros sencillos, debe procurarse el mayor número de datos posible mediante el sistema de anotaciones. La hoja entregada al observador debe contar con espacio suficiente para que el mismo anote las particularidades que pueda observar sobre una lluvia cualquiera; hora comienzo, hora terminación, intensidades apreciadas por el observador para el desarrollo de la lluvia: fuerte al comienzo, al medio, al final, lluvia leve, mediana, etc., estos datos cualitativos, pueden utilizarse para ajustar los volúmenes totales apreciados en el pluviómetro según la distribución registrada en pluviógrafos adyacentes. Esta técnica se explica más adelante.

2. Análisis de Profundidad - Area - Duración
Hietogramas y Curvas de Masas.
Ajuste de Pluviógrafos y Pluviómetros para Análisis de Tiempo - Duración - Intensidad.

Por regla general las tormentas tienen epicentros con un máximo de lluvia y la lluvia disminuye en magnitud (o profundidad acumulada) a medida que aumenta la distancia desde el epicentro. Es procedente analizar este fenómeno que se conoce como Análisis de Profundidad - Area - Duración.

Los requerimientos para este tipo de análisis son:

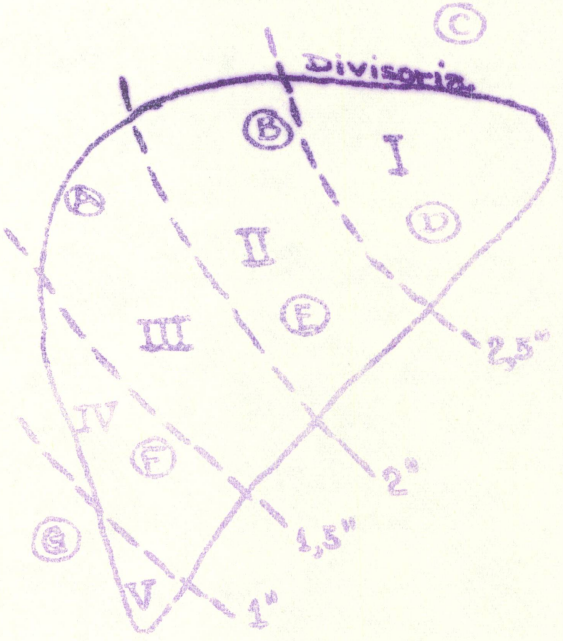
1) Tormenta de larga duración. Preferiblemente de más de 12 horas. No es fácil de lograr este requerimiento en el trópico, donde las tormentas grandes por lo general no exceden las 6 u 8 horas.

2) Tormenta de gran extensión en área

3) Una red adecuada de pluviógrafos
(Para una tormenta grande, los más próximos estar a 20 ó más kilómetros de separación.

Pasamos a demostrar el método utilizado por el cuerpo de Ingeniería del Ejército Norte Americano, tomando ejemplos del texto de Roger J. M. de Viest "Elementos de hidrología".

Dada una vertiente con pluviógrafos A, B, C, D, E, F, G y los totales de lluvia y áreas entre isoyetas, como se indican:



Precipitación en Pulgadas:

A	=	1,7
B	=	2,4
C	=	3,2
D	=	2,7
E	=	2,2
F	=	1,4
G	=	0,6

Areas con números Romanos entre Isoyetas

I	=	100,0	millas²
II	=	125,0	"
III	=	112,5	"
IV	=	65,0	"
V	=	17,5	"
Total		420,0	"

Del anterior mapa de isoyetas sale la siguiente tabla de precipitación media en función de área:

Tabla 1 Zona	Area $Millas^2$	Precipit. Media-Pulg.	Vol.Precip. $Millas^2$ x Pulg.	Area Acum. $Millas^2$	Vol. Acum. $Millas^2$ x Pulg.	Precipit. Lluvia Pulg.
I	100,0	2,85	285	100,0	285,0	2,85
II	125,0	2,25	281	225,0	566,0	2,52
III	112,5	1,75	197	337,5	763,0	2,26
IV	65,0	1,25	81	402,5	844,0	2,10
V	17,5	0,80	14	420,0	858,0	2,04

La tabla 2 indica la progresión de la precipitación acumulada para esta tormenta en los 7 pluviógrafos:

Tabla 2

Hora	A	B	C	D	E	F	G
4AM	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6AM	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8AM	0,6	0,5	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0
10AM	0,9	0,8	0,0	0,0	0,3	0,5	0,2
Mediodía	1,2	1,2	0,6	0,2	0,8	0,8	0,3
2 PM	1,4	1,5	1,1	0,6	1,2	1,1	0,5
4PM	1,7	1,7	1,7	1,2	1,4	1,2	0,6
6PM	1,7	2,1	2,2	1,7	2,0	1,3	0,6
8PM	1,7	2,4	2,9	2,2	2,2	1,4	0,6
10PM	1,7	2,4	3,2	2,7	2,2	1,4	0,6
Medianoche	1,7	2,4	3,2	2,7	2,2	1,4	06

Se procede a observar la lluvia máxima en las estaciones para 3 duraciones escogidas 4,8 y 12 horas. Vemos por ejemplo que en la estación A para 8 horas hay 1,2" (entre 4 AM y mediodía).

Los datos correspondientes se tabulan en la Tabla 3:

TABLA 3

Máxima Precipitación en Términos de Duración

Duración	A	B	C	D	E	F	G
4	0,6	0,8	1,2	1,1	0,9	0,6	0,3
8	1,2	1,5	2,3	2,1	1,7	1,1	0,6
12	1,7	2,1	3,2	2,7	2,2	1,3	0,8

Lo importante para los fines del análisis es llegar a la media, de la precipitación máxima por área y por duración y esto se hace en los pasos siguientes:

Usando los datos de la tabla 2 se adjudica la lluvia por zona, dándole un peso a cada pluviógrafo en función de su ubicación y el área que domina, para el caso del ejemplo (ver figura de la hoya).

$$I = \frac{C + 2D}{3} \qquad II = \frac{E + 1,5B}{2,5}$$

$$III = \frac{A + F + E}{3} \qquad IV = \frac{A + G + 7F}{9}$$

Al combinar los datos de la tabla 2 en esta forma nos resultan los datos que se recogen en la Tabla 4:

TABLA 4

Hora	Zona I	Zona II	Zona III	Zona IV
4 AM	0,0	0,0	0,0	0,0
6 AM	0,0	0,0	0,13	0,4
8 AM	0,0	0,3	0,26	0,72
10 AM	0,0	0,60	0,56	0,51
MEDIODIA	0,3	1,04	0,93	0,80
2 PM				
4 PM	etc, etc,			

Como paso siguiente se prepara una tabla de la precipitación acumulativa en función del aumento de áreas y para la máxima precipitación media ya tabulada en la Tabla 4.

Esta nueva tabulación la denominaremos Tabla 5 y evidentemente se trata de promediar las precipitaciones horarias para zonas progresivamente más grandes:

I
I + II
I + II + III
I + II + III + IV

Obsérvese que debe hacerse un promedio sopesado en función de área y precipitación, o sea, que para una hora cualquiera:

$$I + II = \frac{(\text{Prec. I} \times 100) + (\text{Prec. II} \times 125)}{225}$$

$$I + II + III = \frac{(\text{Prec I} \times 100) + \text{Prec II} \times 125) + (\text{Prec III} \times 112,5)}{337,5} \quad \text{etc, etc.}$$

La tabla 5 entonces presenta el siguiente aspecto:

Hora	I	I+II	I+II+III	I+II+III+IV
4 AM	0,0	0,0	0,0	0,0
6 AM	0,0	0,0	0,4	0,4
8 AM	0,0	0,17	0,19	0,17
10 AM	0,0	0,33	0,41	0,40
MEDIODIA	0,3	0,71	0,78	0,75
2 PM	0,8	1,12	1,16	1,10
4 PM	1,4	1,50	1,47	1,36
6 PM	1,9	2,00	1,88	1,71
8 PM	2,4	2,35	2,16	1,94
10 PM	2,9	2,58	2,30	2,06
MEDIANOCHE	2,9	2,58	2,30	2,06

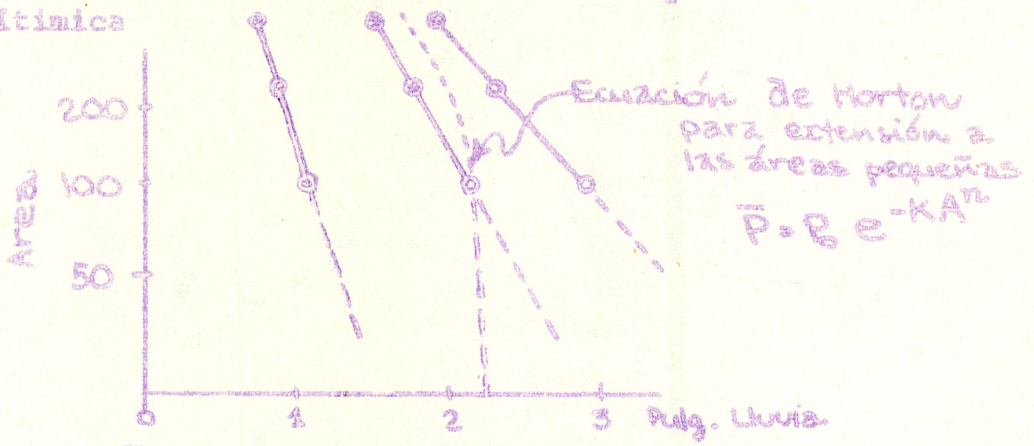
Por simple inspección de la Tabla 5 se observa cual es la mayor precipitación para la duración escogida por ejemplo, para el área I = 100 millas^2 se logran 1,1" entre el mediodía y las 4 (4 horas) también entre las 2 PM y las 6 PM.

Para la duración 8 horas la máxima lluvia se tiene entre las 2 pm y las 10 pm = 2,1" . En esta forma se prepara la tabla final o tabla 6:

TABLA 6

Duración	I 100 millas^2	I+II (225 millas^2)	I+II+III (337,5 Millas^2)	I+II+III+IV (402,5Millas^2)
4	1,1	0,88	0,75	0,70
8	2,1	1,67	1,47	1,31
12	2,9	2,25	1,99	1,88

Estos resultados se plotean en papel semi-logarítmico con la lluvia en escala aritmética y el área en escala logarítmica



Horton señala que no debe extrapolarse la línea recta para extender los resultados tomados en áreas grandes a áreas muy pequeñas, ya que ello resultará en errores considerables. En áreas pequeñas puede hacerse uso de la ecuación propuesta por Horton

$$\bar{P} = P_o e^{-KA^n}$$

Para una tempestad dada se tendrán dos constantes desconocidas, K y n, A es el área en millas cuadradas, P_o es la precipitación máxima en el epicentro, para la duración, y, $\bar{P}$ es la precipitación media en el área A para una duración dada.

La ecuación se resuelve conociendo dos valores de P y A para una misma tormenta con lo que se plantean dos ecuaciones.

En el caso del ejemplo anterior para la duración de 6 horas tomamos de la Tabla 6

$\bar{P}_1$; A_1 = 2,1" 100 millas^2

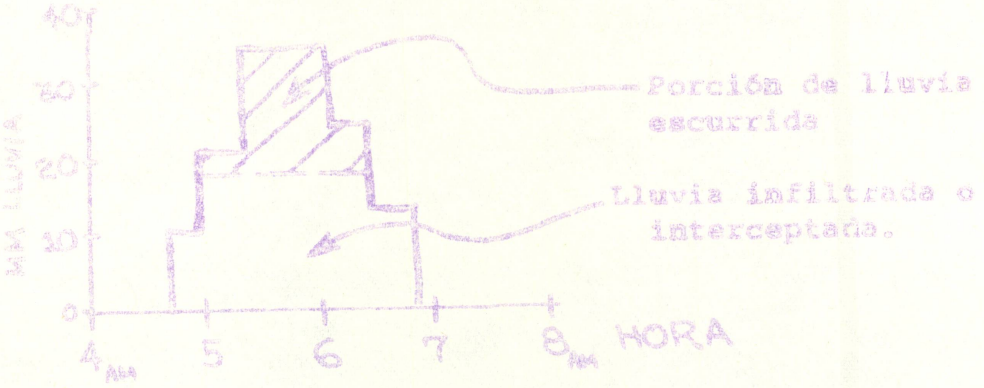
$\bar{P}_2$; A_2 = 1,3" 400 millas^2

Al resolver las dos ecuaciones se logra la relación

$$\bar{P} = 2{,}3\, e^{-0{,}00148A^{1{,}29}}$$

Hietogramas y Curvas de Masas - Ajuste de Pluviómetros para Análisis de Tiempo - Duración - Intensidad.

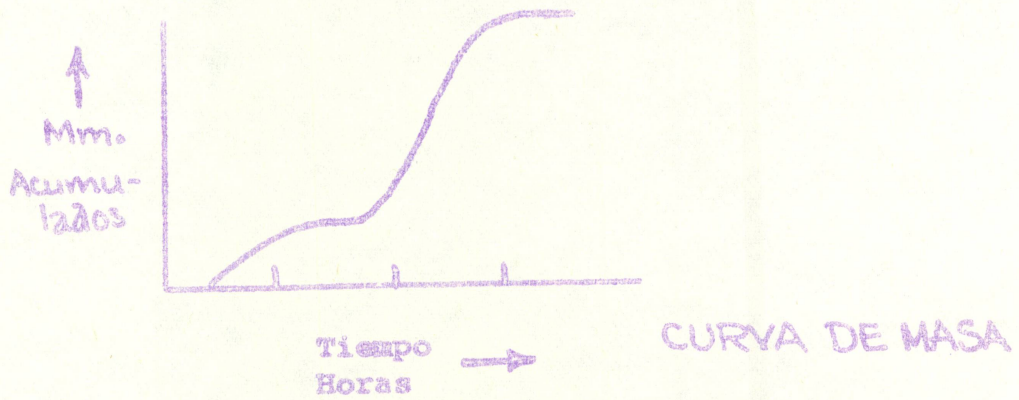
Con los datos recogidos en los pluviógrafos se confecciona un hietograma, o diagrama de barras que muestra la caída de lluvia para períodos de tiempo consecutivos.



HIETOGRAMA O PLUVIOGRAMA

Con este diagrama y el de curva de masa o de acumulación pluvial con el tiempo se puede analizar una tormenta para identificar el período de lluvia que se tradujo en escurrimiento directo.

El diagrama correspondiente a la curva de masas tiene el aspecto siguiente



Para proceder con un Análisis de Tormenta podría hacerse uso del método largo antes descrito para confeccionar un hietograma o pluviograma sopesado en función de tiempo o duración y área.

Más comunmente, se puede proceder de la manera siguiente:

1. Dibujar las curvas de masa de todos los aparatos registradores.

2. Sacar los segmentos de áreas correspondientes a las unidades de tiempo escogidos para el análisis (10 minutos ó 15 minutos etc.

3. Asignarle un peso a estas áreas que puede ser un factor inversamente proporcional al logaritmo de la distancia desde el epicentro de la tormenta.

4. Calcular entonces el % medio de la tormenta total caído por intervalo de tiempo.

5. Se construye un pluviograma o hietograma en función de los anteriores porcentajes y usando la lluvia media caída en la cuenca.

6. La lluvia media se calculará en función de las áreas entre isoyetas (o polígonos de Thiessen) debidamente sopesados o sea:

$$\frac{\sum A' P'}{\sum A'} = \text{Precipitación media}$$

siendo A' el área de cada sector y P' la precipitación media del mismo.

7. Los pluviómetros de cántaro pueden incorporarse al anterior procedimiento ajustando la lluvia total caída en los mismos, según los % de lluvia con tiempo calculados con los aparatos registradores.

8. Una vez realizadas todas las operaciones anteriores se puede construir un Hietograma o Pluviograma medio para toda la cuenca, tal como se indicó en la figura precedente.

En este pluviograma se podrá separar una porción correspondiente a la lluvia efectiva (o escurrimiento directo de la tormenta) una vez que se tengan los datos fluviométricos de la estación que afora el agua de la cuenca.

Análisis de Duración - Intensidad - Frecuencia.

Para el diseño de obras hidráulicas es indispensable conocer para un región dada, la estadística de las duraciones típicas de tormentas para determinadas intensidades y la frecuencia o intervalo en años de dichas ocurrencias.

Para obtener esta información es preciso contar con datos de intensidad y duración de lluvias durante un período de varios años (mientras más años de datos mejor, pero la estadística no debe bajar de 15 años para buenos resultados).

Vamos a exponer el método con un ejemplo tomado de FAIR & GEYER.

Dados 45 años de estadística pluvial recopilados en la tabla siguiente:

Duración Minutos	Número de Tormentas de la Intensidad Horaria Señalada											
	Intensidades en Pulg:	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
5								123	47	22	14	4	2
10						122	78	48	15	7	4	2	1
15					100	93	46	21	10	3	2	1	1
20				98	64	41	18	13	5	2	2		
30		99	72	51	30	21	8	6	3	2			
40		69	50	27	14	11	5	3	1				
50		52	28	17	10	8	4	3					
60		41	19	14	6	4	4	2					
80		18	13	4	2	1	1						
100		13	4	1	1								
120		8	2										

En un período de 45 años las tormentas de 5 años de frecuencia se darían o serían excedidas en intensidad por lo menos

$$\frac{45}{5} = 9 \text{ veces}$$

La línea rayada nos señala el paso de los eventos de 5 años de frecuencia que corresponden a 9 ocurrencias y que por lo tanto van horqueteadas entre ocurrencias mayores o menores de 9, los valores de duraciones e intensidades se interpolan entre el paso de la línea rayada.

La siguiente tabla nos da los resultados correspondiente a los eventos de 5 años de frecuencia interpolando tanto la intensidad como la duración:

Duración Min	5	10	15	20	30	40	50	60
Intensidad Pulg por hora	6,50	4,75	4,14	3,50	2,46	2,17	1,88	1,66

Intensidad	1,0	1,15	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0
Duración Min.	116,0	89,9	70,0	52,5	46,7	29,0	25,7

etc. etc.

Siendo $A = cT^{m}$

La ecuación $i = A\ (t+d)^{-n}$

= log i = log A - n (log (t+d))

Esta ecuación se plotea en papel log-log y establece una recta poniendo valores [illegible] diferentes "d" hasta lograr la [illegible] como ordenadas y abcisas con [illegible] pendiente de la recta establece el valor de n. Los de A pueden hallarse en donde [illegible] podemos calcularlos.

Enseguida se hace el plateo de varios valores A a la mejor línea recta y se [illegible] ver la ecuación

log A = log c + n (log T)

La pendiente de la recta [illegible] te al valor de A donde T= 1.

Las Condiciones de Lluvia Antecedente

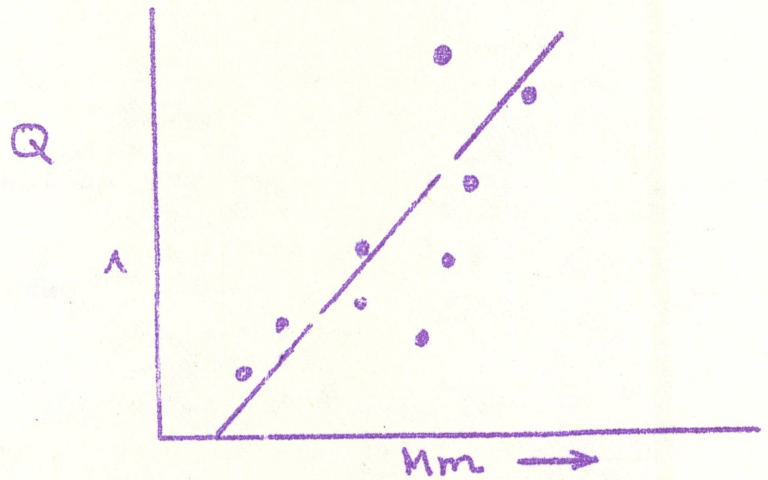
La lluvia antecedente es un buen índice [illegible] decimiento previo de una hoya o vertiente y evidentemente guarda relación con el escurrimiento.

En el cálculo de relaciones entre precipitación y crecientes o avenidas de los ríos pueden ensayarse relaciones de este tipo:

Gasto de la Avenida en M3/seg — Precipitación en el día o días de la avenida + Precipitacion de los [illegible] 20 días antecedentes

NOTA: conviene rebajar 2 3 ó 4 mm por día más o menos hasta lograr la mejor correlacion posible.

El gráfico resultante tendrá la siguiente forma:



lluvia del día creciente (o días
+ lluvia 10 ó 15 ó 20 días prece-
dentes menos 2.5 4.5 mm por día
(buscar los datos que den mejor
correlación por tanteo)

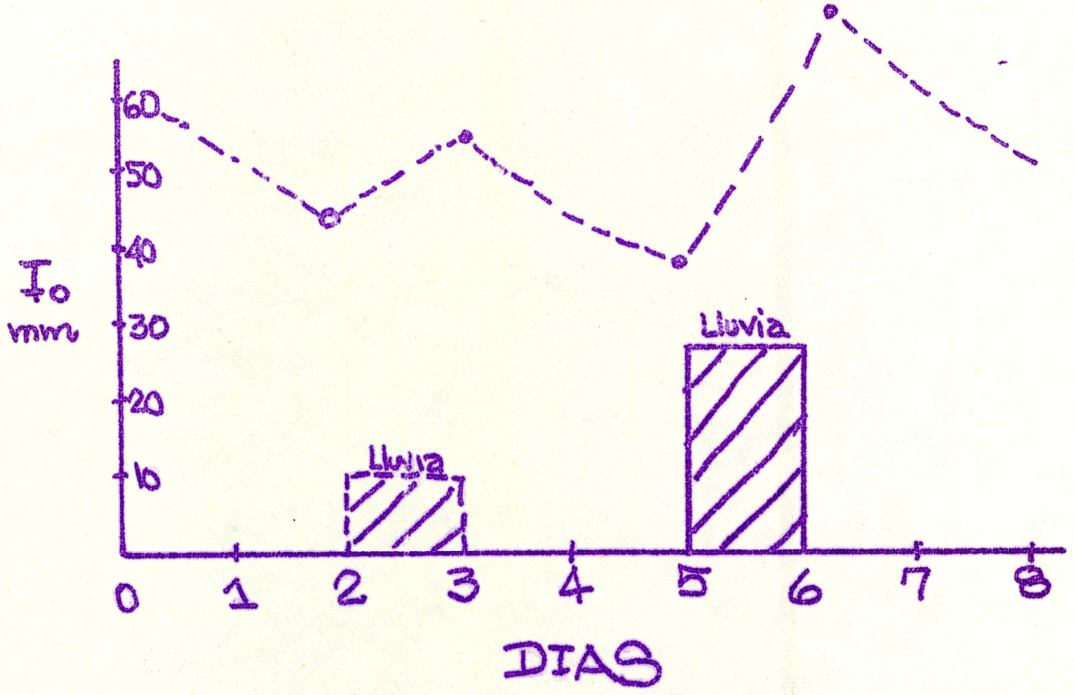
(Escalas aritméticas)

NOTA: 1/ Es posible lograr correlación entre Q y lluvia en el mes de la avenida + lluvia del mes precedente con alguna corrección para efectos evaporación. Pero esta relación será un poco más difusa.

Estas correlaciones pueden utilizarse para completar datos sobre Avenidas en años donde faltan datos para elaborar series estadísticas más completas.

NOTA: 2/ La correlación puede hacerse con mucho más éxito usando un promedio de varias estaciones de una cuenca: estaciones de altas cabeceras, hoya media y hoya baja.

Linsley aconseja llevar un índice de LLuvia Antecedente por un período largo y calcular para cada día un índice I que será función de I_o (1 - 0,85), cantidad



Correlación lluvia escurrimiento y la lluvia antecedente

Al analizar ciertos fenómenos como el gasto máximo anual, el agotamiento del flujo base, etc, conviene en muchos casos tomar en cuenta la lluvia antecedente y un período de uno o dos años hata lograr la mejor correlación posible.

Linsley aconseja intentar ajustes de mínimos cuadrados de las relaciones lluvia- escurrimiento con ecuaciones del tipo:

$$Q = a + bP + CP^2$$

donde Q = Escurrimiento anual en mm y P = Precipitación Anual

en algunos casos se logra muy buena correlación si se usa la precipitación del año anterior en vez de la del año en curso en el término CP^2.

Correlación de lluvia entre estaciones adyacentes

Cuando faltan datos de lluvia en algún [illegible] como ocurre a veces, o cuando se quiere verificar [illegible] titud de datos en una estación en particular, [illegible] via conocida de la estación que se investiga contra [illegible] via acumulada y conocida de las estaciones adyacentes [illegible] precisión reconocida. Tendremos entonces una [illegible] masa:

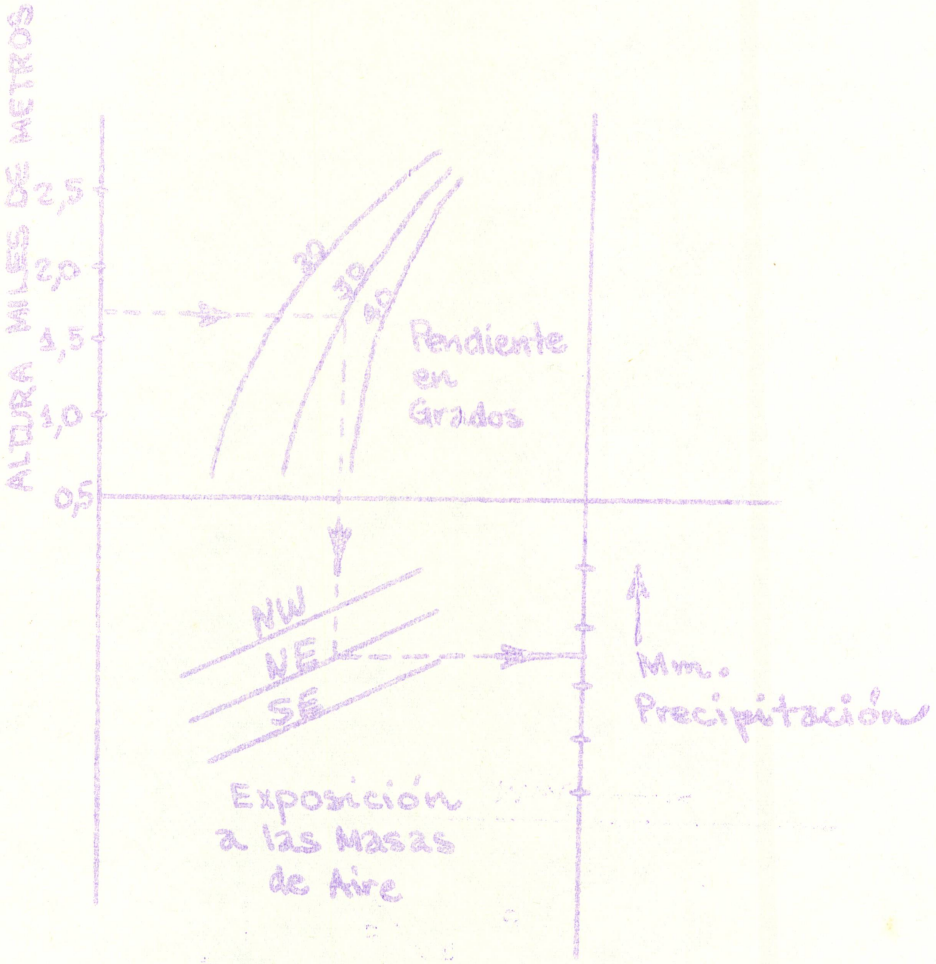


Cualquier desviación puede ajustarse a [illegible] proporcional.

Correlación de los Efectos de Altura, Exposición [illegible]

La lluvia invariablemente se verá afectada por los efectos de inducción orográfica, por la exposición al paso de masas de aire, dirección, vientos, etc.

Estos efectos pueden evaluarse preparando diagramas de correlaciones múltiples:



FAO-CBR
Hidrología

IT-024-B

METODOLOGIA DE PROCEDIMIENTOS PARA ESTUDIOS HIDROLOGICOS

I-7 - Análisis de la Tormentas. Hidrógrafos Unitarios y Sintéticos y la Estimación de Avenidas Máximas. Mitigación de Crecientes (Flood Routing). Curvas de Masas para diseño de Embalses.

José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil

Febrero de 1966

I N D I C E

PAG

I.	Conceptos básicos	1
II.	Características de los hidrógrafos de tormenta- Nomenclaturas	2
III.	Teoría general de los hidrógrafos	10
IV.	Hidrógrafos sintéticos de Snyder	19
V.	La mitigación de avenidas y los hidrógrafos sintetizados	21
VI.	Diagramas de masas para el diseño de embalses	31

I - CONCEPTOS BASICOS

Análisis de las Tormentas

El análisis de las tormentas implica la medición de dos fenómenos esenciales:

a) La precipitación
b) El escurrimiento

Con una red adecuada de pluviógrafos es posible obtener los datos referentes a la intensidad, duración y distribución de la precipitación habida. Los datos logrados en una estación hidrométrica (preferiblemente provista de fluviógrafo) darán la morfología del escurrimiento ocasionado por la tormenta, o el "hidrógrafo" de la misma.

En el folleto I-2 de la actual serie se detalló el proceso de cálculo de las características pluviales de las tormentas.

Los datos de lluvia pueden aplicarse en los análisis de escurrimiento siguiendo dos criterios generales:

1) El uso de los datos de área, duración, intensidad para tomar en cuenta la distribución local de la lluvia. Se adapta bien a los métodos de hidrógrafos sintéticos que se describen más adelante.
2) El uso de los conceptos precipitación media y lluvia efectiva para lo cual se confecciona un pluviograma medio en base al promedio sopesado de las curvas de masas de los diversos pluviógrafos. De este hietograma o pluviograma se separa un sector correspondiente al volumen del escurrimiento medido en una estación fluvial. (Ver folleto I-2).
   Estos conceptos se aplican en el cálculo de los "hidrógrafos unitarios" de Sherman.

Hidrógrafos Unitarios

El "hidrógrafo unitario" se refiere generalmente a una lluvia efectiva (o lluvia neta escurrida) de una unidad laminar (digamos 1 pulgada o 10 mm, etc.)

Se entiende que dicha unidad de lluvia efectiva se aplica en toda la superficie de la cuenca. Tenemos,

AREA x PROF. LLUVIA EFECTIVA = ESCURRIMIENTO MEDIDO

Este es el criterio general cuando se aplica el método de Sherman.

II - CARACTERISTICAS DE LOS HIDROGRAFOS DE TORMENTA - NOMENCLATURAS

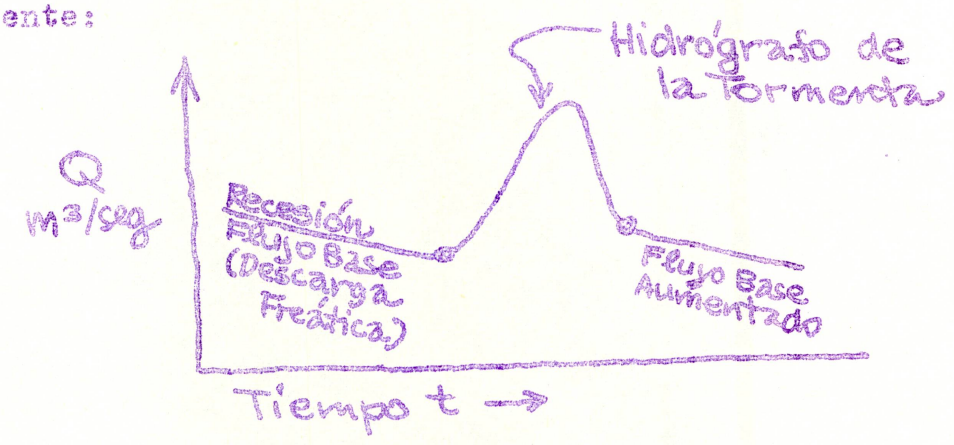
1. Conceptos Generales

En primer lugar hay que distinguir entre los regímenes perennes y los efímeros.

Por otra parte, dentro de los regímenes perennes podemos tener el caso del río "efluyente" (o que drena la mesa freática) y el del río "influyente" (que inyecta agua a la mesa, con pérdidas por infiltración del lecho).

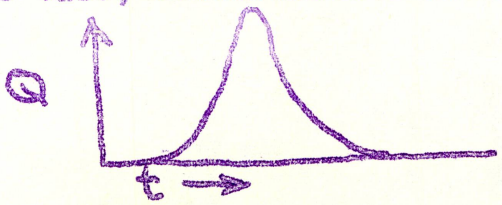
Ríos Perennes

Gasto base o flujo base puede estar en regimen influyente o efluyente:

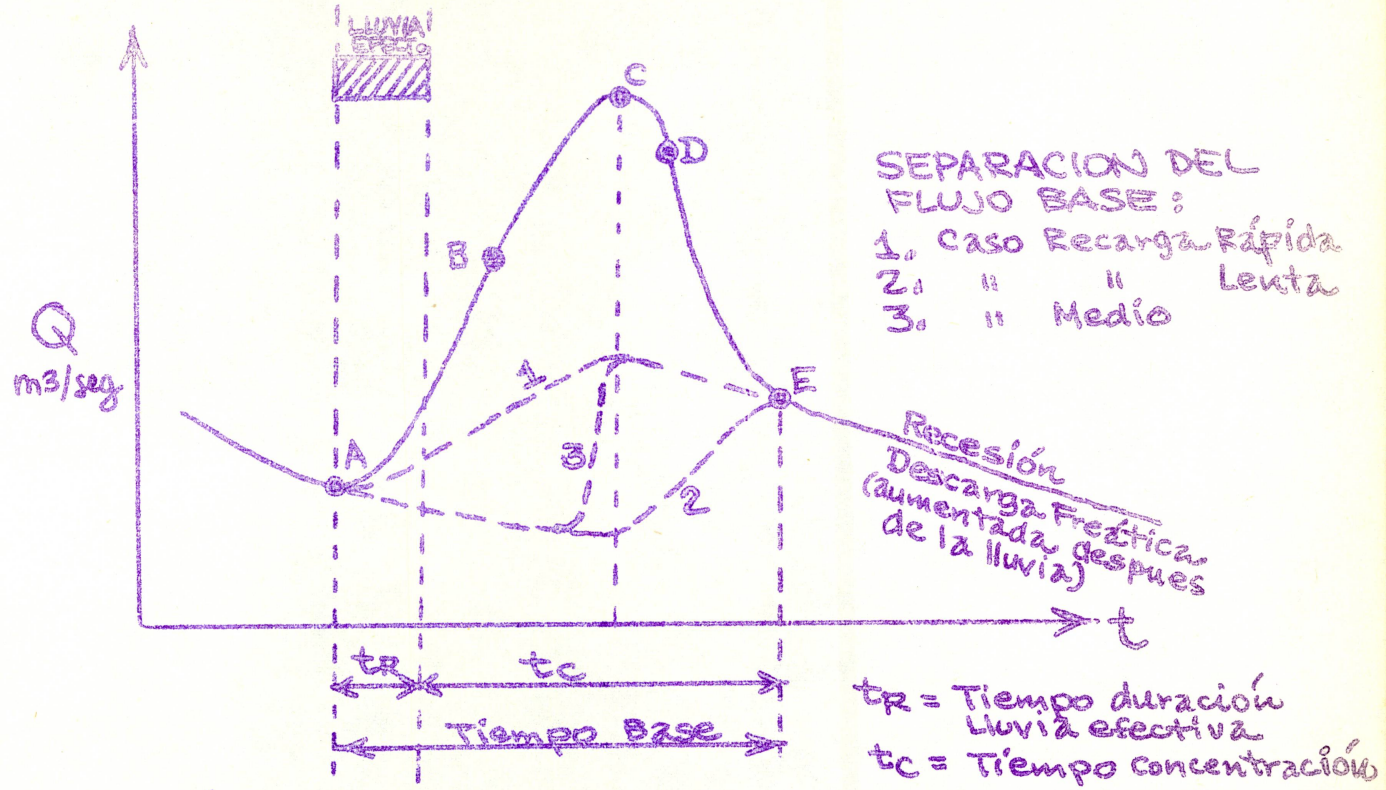


Ríos Efímeros y Quebradas Secas:

No hay flujo base, escurrimiento de tormentas.



Detalles del Hidrógrafo de Tormenta:



Refiriéndonos a la figura de arriba, podemos distinguir tres fases principales integradas por:

(a) El miembro ascendente o curva ascendente

(b) La cresta

(c) La recesión o miembro descendente

Los siguientes puntos caracterizan ciertos eventos específicos que se repiten en todos los hidrógrafos:

(1) El punto A donde comienza la avenida

(2) El punto B donde hay una inflexión con un valor maximo (positivo) para la derivada dQ/dt. (Ver diagrama más adelante).

(3) El punto C correspondiente al pico o gasto máximo de la avenida.

(4) El punto D, donde hay una inflexión con un valor máximo (negativo) para la derivada dQ/dt.

(5) El punto E que separa la descarga o escurrimiento de las aguas superficiales de las descargas freáticas. Del punto E en adelante comienza la recesión de las descargas freáticas.

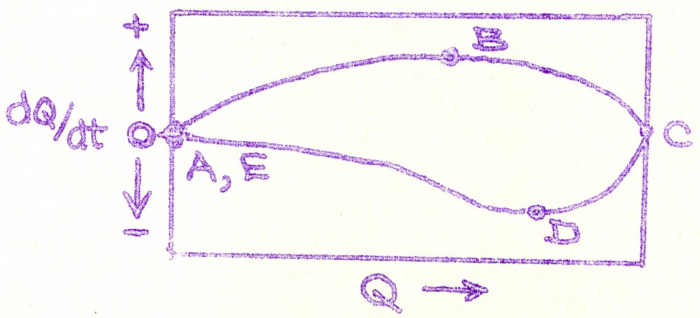
Efectos de Mitigacion y Retencion de la Cuenca

La descarga comprendida entre los puntos D y E representa los efectos combinados de retención de la vertiente y mitigación de la avenida por almacenamientos en el propio sistema de drenaje. A partir del punto D pues, comienza un proceso de drenaje residual de las aguas depositadas en las depresiones, de las aguas almacenadas temporalmente en capas permeables en el subsuelo superficial y que drenan hacia pequeñas depresiones o disecciones o arroyos ("subsurface flow" en la literatura inglesa) y finalmente, de las aguas que se almacenaron en los cauces del sistema de drenaje en el acto mismo de formar los altos tirantes de las avenidas.

Más adelante haremos uso de esta característica del drenaje residual correspondiente al miembro D-E, para restituir el hidrógrafo de entrada no-mitigado correspondiente al suministro de la lluvia. Este sería el hidrógrafo de entradaa un embalse hipotético con características de mitigación similares a las de la cuenca. Este concepto es muy útil para trabajar con los hidrógrafos unitarios instantáneos.

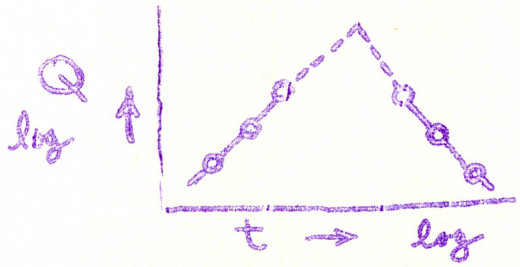
Diagrama de las derivadas dQ/dt contra Q

Este diagrama suele llamarse "diagrama hidrofásico" del hidrógrafo y distingue los puntos claves ya mencionados A, B, C, D y E de la página precedente.

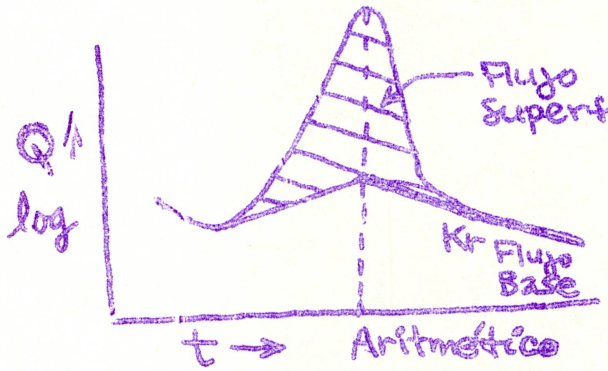


Dibujo del Hidrógrafo en Papel Logarítmico

En muchos casos el uso del papel bi-logarítmico permitirá la reducción del hidrógrafo a dos líneas rectas, situación que puede ser muy conveniente para restituir partesque falten, p. ejemplo: si ha habido lecturas incompletas o si no se ha leído el pico en una estación hidrométrica no registradora, etc.



El ploteo en papel semi-logarítmico se usa para definir la constante de recesión del flujo base (y tambien para separar el flujo sub-superficial)



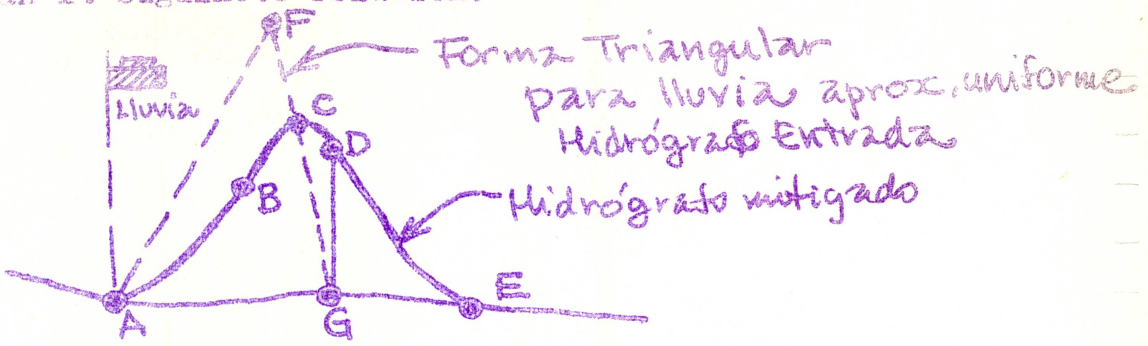
K_r = Relación Q/Q_o para un tiempo determinado (que quede dentro de la recta);

Q_o = Gasto al inicio del período escogido

Cálculo del Hidrógrafo de Entrada (no mitigado) en función de la curva de recesión D-E

Ya se dijo que para un hidrógrafo de tormenta medido en una estación cualquiera habrá un efecto de mitigación por la acción almacenadora de la cuenca con sus depresiones y retenciones temporales en capas llanas permeables y en los propios cauces. La forma del hidrógrafo medido corresponderá evidentemente a esta regulación natural, que modifica en buena medida el hidrógrafo de entrada o de suministro directo de la lluvia. Este suele llamarse el "hidrógrafo unitario instantáneo".

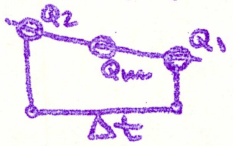
De acuerdo con Horton, Linsley, etc. , los dos hidrógrafos guardarán la siguinete relación:



Condicion Básica: Volumen AFCG = Volumen ABCDE
(limitados los dos por el gasto base, en la parte inferior)

Procedimiento de Cálculo

1) Partiendo desde el punto E hasta el punto D tomamos una serie de segmentos de tiempo que determinarán dos gastos extremos Q2 y Q1 con un gasto medio Qm

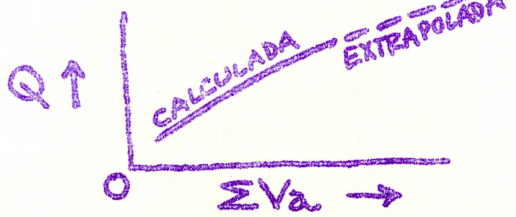


Entonces tenemos que para un gasto medio Qm hay un efecto de almacenamiento de cuenca (por depresiones, mitigación de avenidas, etc.) Va, con un valor que evidentemente se expresa con la relacion siguiente:

$$Va = \frac{Q2 + Q1}{2} \Delta t$$

Va vendría expresado entonces en m3/seg-horas, m3/seg-días, pies3/seg-horas o días, etc. El gasto medio Qm puede definirse como el gasto generado por auto-suministro al declinar exponencialmente el agua almacenada.

2) Con los datos calculados se prepara una curva Va contra Q:



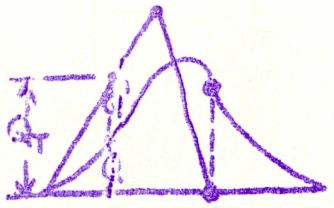
3) Pasamos al análisis del miembro ascendente de la curva y para cada gasto habrá un valor de almacenamiento Va.

Para gastos consecutivos tendremos Va1 y Va2 y segun el intervalo de tiempo Δt entre los puntos escogidos tendremos un gasto mitigado Q'

$$Q' = \frac{Va2 - Va1}{\Delta t}$$

Este gasto debe agregársele al gasto observado Q para obtener el gasto Qt del hidrógrafo de entrada:

$$Qt = Q' + Q$$



EJEMPLO: Creciente del Rio Guaire, 9-10 Junio, 1958
Estación de Aforo, Puente Soullette, Caracas.

El hidrógrafo lo tomamos de la gráfica de la Pag. 26, Revista No. 277, Abril 1959 del Colegio de Ingenieros de Venezuela. Pasamos a calcular el hidrógrafo segun el metodo anterior (hidrógrafo de entrada no mitigado). El cálculo se ha hecho en base a un mínimo de puntos con la finalidad de ilustrar el método únicamente.

RELACION ΣVa contra Q (calculada con la Curva D-E)

HORAS	Δt HORAS	Q MEDIO MENOS FLUJO BASE	Va	Σ Va
(1)	(2)	(3)	(4) =(2) x (3)	(5)
Junio 10 14				
	2	8	16	16
12				
	2	16,5	33	49
10				
	2	38,5	77	126
8	1	64,0	64	190

(sigue pag. siguiente)

(1)	(2)	(3)	(4) $V_a = (2) \times (3)$	(5) ΣV_a
7				
	1	98,0	98	288
6	0,5	152,0	76	364
5:30	1,0	225,0	225	589
4:30				

Este cálculo define el almacenamiento del valle del Río Guaire hasta Puente Soublette para la tormenta observada, que dió una lluvia efectiva de 10,4 mm.

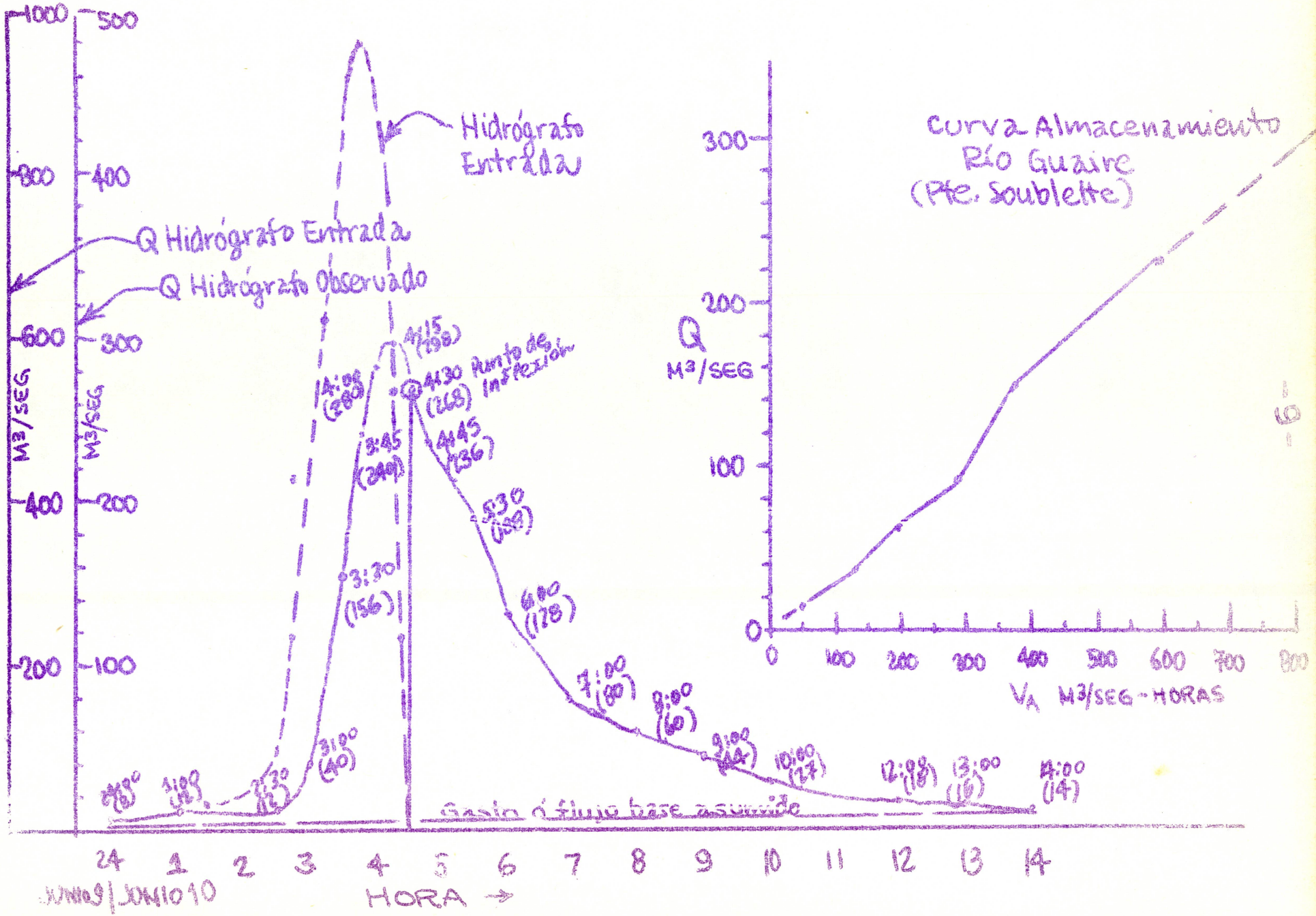
USO DE LA CURVA ΣV_a CONTRA Q Y DE LOS DATOS DEL MIEMBRO ASCENDENTE DEL HIDROGRAFO OBSERVADO PARA RESTITUIR EL HIDROGRAFO DE ENTRADA NO MITIGADO:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
HORA	Q	Qm	Δt HORAS	ΣV_a	$\Delta \Sigma V_a$	Q' $=(6)/(4)$	Qt $=(3)+(7)$
24	6			12			
		8	2,50		13	5,2	13,2
2:30	10			25			
		25	0,50		105	210,0	235,0
3:00	40			130			
		98	0,50		260	520,0	618,0
3:30	156			390			
		218	0,50		370	740,0	958,0
4:00	280			760			
		289	0,25		60	240,0	529,0
4:15	298			820			
		283	0,25		-140	-560,0	237,0
4:30	268			680			

A las 4:30 - Cero = Gasto Base

El signo negativo en 560 puede tratarse como positivo y negativo el valor 283 (Q disminuye a partir de las 4:15)

La página siguiente muestra el hidrógrafo de entrada, el de salida y la curva de almacenamiento. La relación entre el pico no mitigado y el del hidrógrafo real es de casi 3:1, lo que indica que la cuenca del Guaire es muy efectiva en la amortiguación de las avenidas.


Hidrógrafo Entrada
Q Hidrógrafo Entrada
Q Hidrógrafo Observado
M3/SEG
1000
800
600
400
200
500
400
300
200
100
4:15 (198)
4:30 (168)
Punto de inflexión
4:45 (136)
5:30 (89)
6:00 (78)
7:00 (60)
8:00 (46)
9:00 (40)
10:00 (27)
12:00 (18)
13:00 (16)
14:00 (14)
14:00 (283)
2:45 (249)
3:30 (156)
3:00 (40)
Gasto d'flujo base asumido
24 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14
JUN09 | JUN10
HORA →
Curva Almacenamiento
Río Guaire
(Pte. Soublette)
Q M3/SEG
300
200
100
0
0 100 200 300 400 500 600 700 800
VA M3/SEG - HORAS
L/D

III - TEORIA GENERAL DE LOS HIDROGRAFOS

1. El criterio Sherman

Segun la teoría de Leroy Sherman, una lluvia uniforme de cierta duración que se dá en toda una cuenca produce un excedente de lluvia "y" (o lámina que escurre) y un hidrógrafo característico que, una vez medido físicamente en el campo, sirve para evaluar la forma del hidrógrafo correspondiente a otras lluvias uniformes de otros valores (como láminas efectivas) 1,5 y, 2y, 3y, etc. Igualmente las técnicas permiten variar la duración de la lluvia, otras intensidades para otras duraciones, etc., pero siempre con el criterio de lluvia uniforme sobre toda la cuenca.

Los principios básicos del "hidrógrafo unitario" de Sherman son:

a) La lluvia efectiva (lámina media que drena) esta distribuída uniformemente durante su periodo de ocurrencia.
COMENTARIO: Esta hipótesis no se cumple de un todo. Puede lograrse con bastante aproximacion en el caso de lluvias cortas, lo que permite trabajar con promedios segun se indicó en la publicacion FAO-CBR Hidrología I-3. En realidad, cuando las diferencias en la distribución por período no son grandes, la cuenca actua para nivelar en buena parte las diferencias y el concepto de lluvia uniforme cobra validez.

b) La lluvia uniforme en el tiempo esta uniformemente repartida en toda el área de la cuenca.
COMENTARIO: Esta condición se puede lograr o mejor dicho aproximar, en cuencas que no sean muy grandes, trabajando con el criterio de lluvia media.
En cuencas demasiado grandes hay que trabajar por sectores, para lograr el "hidrógrafo unitario" de un sector. La superposición de hidrógrafos par-

ciales resulta en un hidrógrafo integral para toda la cuenca.

c) La base de tiempo del hidrógrafo unitario es constante para una lluvia efectiva cuando la duración unitaria de la lluvia es igual.
COMENTARIO: Esta hipótesis es bastante aceptable siempre y cuando se establezca un criterio consistente en cuanto a la separación del gasto base o flujo base.

d) Las ordenadas correspondientes al escurrimiento directo varían en proporción directa del volumen de escurrimiento total del hidrógrafo, una función de la lluvia efectiva. Esto se conoce como "Principio de Superposición" o "Principio de Linearidad o Proporcionalidad".
COMENTARIO: Este principio tiene validez aceptable y se usa corrientemente.

e) Para una cuenca dada, el hidrógrafo del escurrimiento directo para un cierto período de lluvia refleja todas las características físicas combinadas de la cuenca. Esto se sonoce como "Principio de Invariabilidad en el Tiempo". COMENTARIO: Tiene validez aceptable, pero para largos períodos de tiempo, los cambios en el uso de la tierra: erosión, desforestación, etc., pueden invalidar este principio.

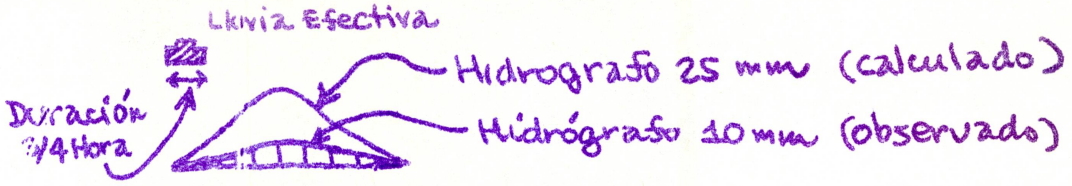
Por otra parte, Sherman estipula que el "Hidrógrafo Unitario" se refiere específicamente a un excedente de lluvia (o lluvia efectiva) de una pulgada para el tiempo de duración correspondiente a dicha lluvia efectiva.

2. Procedimientos: Hidrógrafos de Sherman

Dado un hidrógrafo que representa una lluvia efectiva de digamos 10 mm con una duracion de 3/4 hora se puede lograr el hidrógrafo correspondiente a otra lluvia de la misma duración utilizando el principio "d" de los postulados de Sherman.

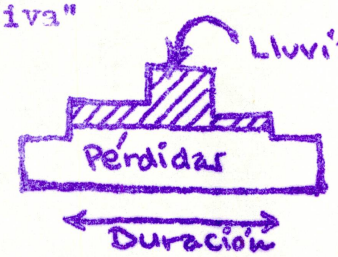
Para una lluvia de 25 mm en 3/4 hora (lluvia efectiva) tendríamos,

Ordenada Hidrogr. 10 mm x 25/10



3. Concepto Duración de la LLuvia y Lluvia efectiva

La lluvia efectiva podría ser una lluvia uniforme sobre toda la cuenca (preferible para que el metodo tenga una aplicación idónea) o procediendo segun lo indicado en el folleto I-2, en cuanto a un pluviograma medio sopesado para toda la cuenca, podemos separar una porción como lluvia efectiva y tomar la base de tiempo resultante como "tiempo de duración de la lluvia efectiva"



Pluviograma medio de la lluvia
combinando todas las estaciones (Ver Folleto I-2)

La lluvia media efectiva para los efectos del hidrógrafo tiene el valor siguiente:

P efectiva = Volumen Escurrido/Area

Es de observarse que en los fenomenso reales la cuenca tiende a nivelar las diferencias pequeñas del pluviograma produciendo un efecto de lluvia efectiva uniforme para la duración, por lo tanto, estos conceptos tienen bastante validez. Si hay diferencias notables en el pluviograma durante el período de duración de la lluvia efectiva, puede intentarse un análisis usando los métodos indicados en el Capitulo V que trata de hidrógrafos sintéticos.

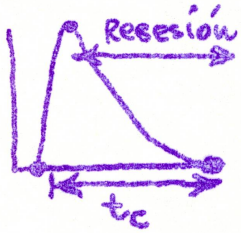
La lluvia efectiva también puede separarse tanteando un efecto de curva de infiltración y en realidad, éste es el procedimiento más ajustado. Esto puede hacerse utilizando datos de infiltración para los suelos de la cuenca si hay una serie de valores observados infiltración-tiempo.



4. Otros Conceptos: Tiempo de Retardo, Recesión y Tiempo de Concentración

El tiempo medido entre el centro de masa de la lluvia efectiva y el pico de la avenida se llama tiempo de retardo. Es una constante para una duración dada. Aumenta gradualmente a medida que aumenta la duración. Algunos autores llaman tiempo de retardo al tiempo desde el centro de la masa de la lluvia efectiva al centro de masa del hidrógrafo. . El primer concepto se usa más, por lo general.

t_c Cuencas pequeñas



El tiempo de concentracion tc, es el tiempo requerido para que todas las aguas de una vertiente lleguen al punto de aforo. Cuando la duración de la lluvia efectiva se prolonga hasta alcanzar un tiempo igual al tiempo de la base del hidrógrafo entonces se produce el gasto maximo posible para la cuenca para la intensidad de lluvia que rige para esa duración. (Ver dibujo Pag. 3) El tiempo de concentración puede calcularse en base a soluciones Manning para diversos sectores de la cuenca. Es de observarse que en cuencas pequeñas el tiempo de concentracion será apenas un poco más que el tiempo de recesión del hidrógrafo. (Ver croquis)

El tiempo de concentración tambien puede estimarse por los siguientes métodos:

Si se conoce el tiempo de recorrido del agua para un sector de la cuenca digamos un sector ABC de un trayecto total ABCDE puede procederse de la manera siguiente:

Se asume que la velocidad de desplazamiento es proporcional a $L/V = L\sqrt{S}$ (criterio Chezy-Manning) siendo L el recorrido y S la pendiente del terreno $= \Delta z/L$.



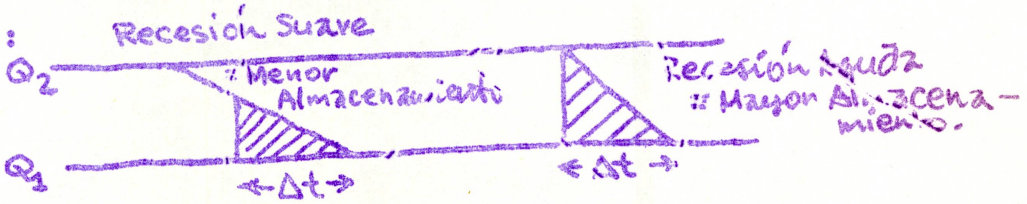
Si se conoce el tiempo de recorrido para Ac puede estimarse el tiempo de concentración tc para toda la cuenca. En el caso anterior de 4 sectores:

$$tc = tAC \frac{\sum_1^4 \frac{L^{3/2}}{\Delta z^{1/2}}}{\sum_1^3 \frac{L^{3/2}}{\Delta z^{1/2}}}$$

tAC es el tiempo de recorrido conocido del sector ABC.

En la literatura de hidrología hay varias ecuaciones empíricas para estimar tc, casi siempre en función de la pendiente.

B. S. Barnes ha dicho que la recesión de los hidrógrafos de una cuenca, como módulo de gasto, puede tratarse como un efecto constante. Esto es más bien cierto para lluvias que no difieran mucho en duración e intensidad. Basta mirar varios hidrógrafos reales para una cuenca para advertir algunas diferencias. Es normal que el tiempo de retardo y el coeficiente de almacenamiento del valle cambien con el hidrográfo. En el caso del almacenamiento delvalle el efecto es el siguiente:



La recesión Kr se define como la relación entre un gasto original qo y un gasto q que se da despues de cierto tiempo. El papel semi-logarítmico es útil para definir estos módulos.

Langbein reconoce que las llamadas constantes de recesión Kr varian al apartarse de la parte correspondiente a la cola final del hidrógrafo (descargas freáticas y período inmediatamente precedente).

5. La curva S y el Método "Racional"

El efecto del tiempo de concentración puede observarse perfectamente al combinar varios hidrógrafos para una condicion de lluvia continua, lo que produce un hidrógrafo compuesto conocido como curva S. Dado un hidrógrafo de una intensidad cualquiera para una duración determinada digamos de media hora, podemos agregar otras lluvias en forma contínua cada media hora y al alcanzarse el tiempo base del hidrógrafo se verá que se producirá un gasto maximo. La hoja que sigue muestra un caso hipotético para 1 hora de duración lluvia efectiva, con tiempo base del hidrógrafo 4 horas.

El llamado "Método Racional" para diseño de desagües (tambien llamado "Método Irracional") se basa precisamente en esta condición: La lluvia tiene una duración igual o mayor que tc y por lo tanto toda la lluvia que ca e está concentrada.

$$Qmax = \frac{\text{Area } m^2 \times \text{Rata Horaria Lluvia Efectiva en m.}}{3600}$$

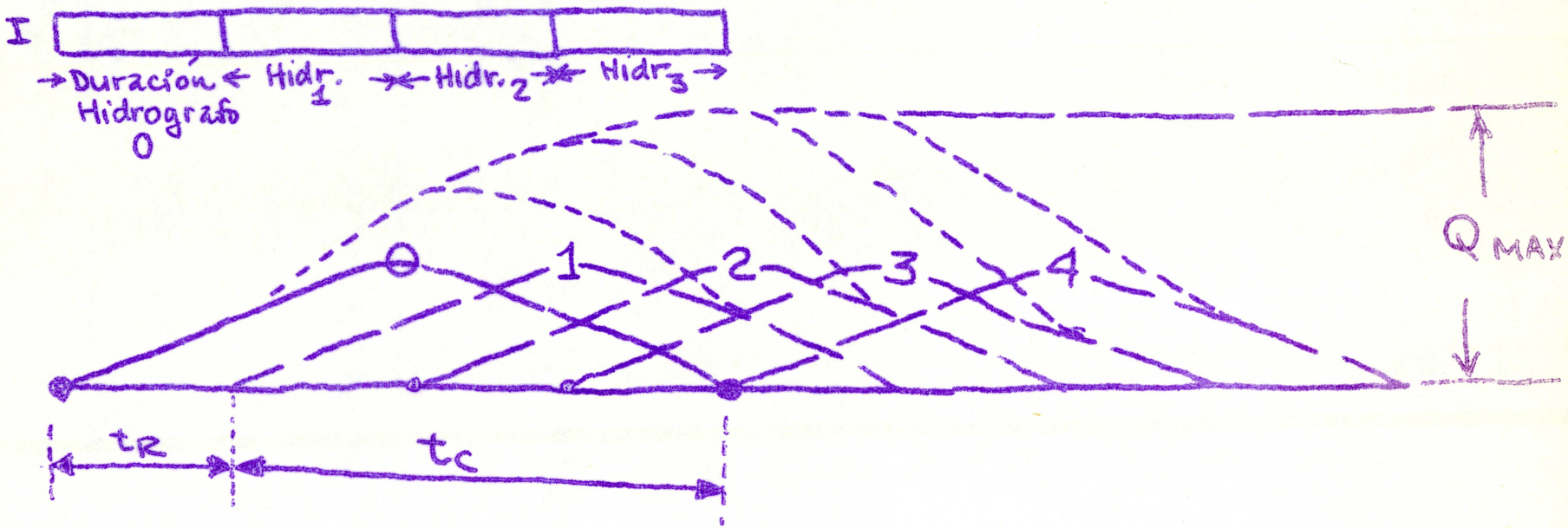
La "Formula Racional" se escribe

$$Q = CIA$$

donde Q = Vol. que cae por hora segun la intensidad I y A el area. Al dividir por 3600 Q pasa a m3/seg. C por lo general varía de 5% a 90% segun la superficie (suelo, asfalto, etc.)

Una vez logrado un hidrógrafo unitario cualquiera, puede elevarse a otro valor para la misma duración, por ejemplo un hidrógrafo de duración 1/2 hora de 10 mm puede elevarse a 20, 30, o mas mm. Una vez hecho esto se puede elaborar una curva S por el procedimiento de sumar las ordenadas de los hidrógrafos desplazados en función del período de duración.

Lluvia efectiva

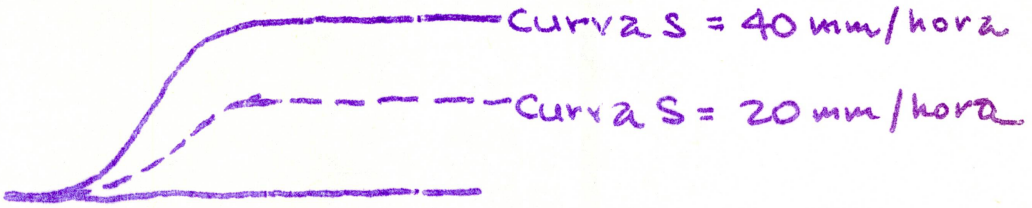


Curva S y Q MAX

6. Otras Propiedades de la Curva S

Una curva S elaborada a base de cierta intensidad y duración puede convertirse a otra intensidad (para la misma duracion básica) multiplicando por la relación de lluvias efectivas.

Ejemplo:

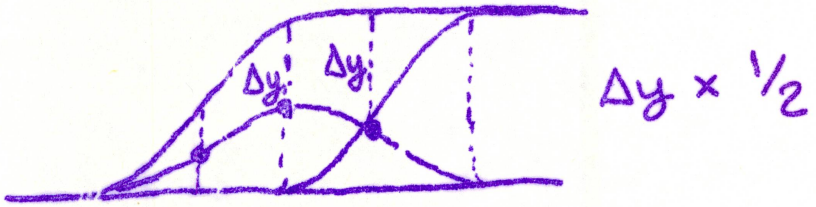


Multiplicar ordenadas por 20/40 = 0,5

Derivación de hidrógrafos para otras duraciones:

Si la Curva S ha sido construída para una cierta intensidad horaria y se quiere sacar un hidrógrafo con la misma lámina efectiva pero en una duración más larga: Se desplaza una curva S igual a la calculada através de la nueva duración deseada para la lámina efectiva; las ordenadas o las diferencias de ordenadas se multiplican por la razón duración original/duración nueva.

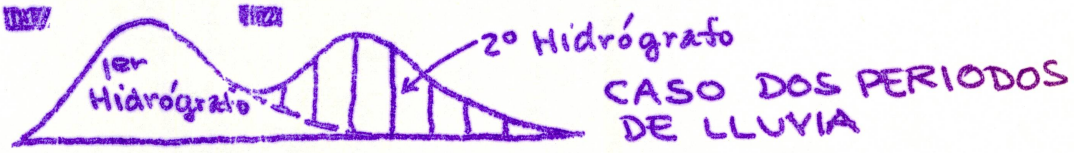
Ejemplo: Curva S para 30 mm. por hora, se quiere sacar un hidrografo de 30 mm. en dos horas:



7. Otras caracteristicas de los hidrógrafos

Hidrógrafos Complejos por cambio pronunciado en las precipitaciones:

En muchos casos es posible separar por simple inspección uno o más componentes por ejemplo:



En el caso de una tormenta prolongada con cambios pronunciados de intensidad de lluvia se pueden separar los hidrógrafos por metodos analíticos.

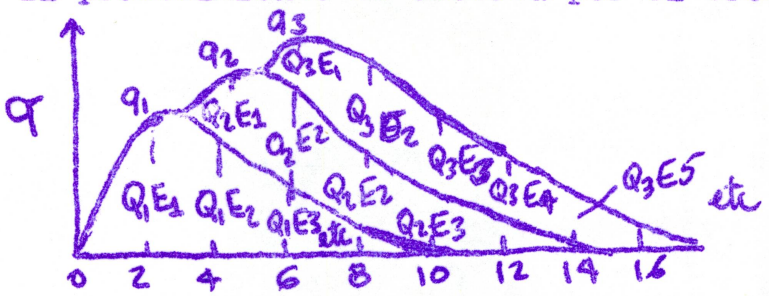
Para hacer ésto se puede dividir la tormenta en un numero de tiempos iguales segun los picos observados en el hidrógrafo. Por ejemplo, si hay tres picos dividimos la lluvia efectiva en tres períodos o partes iguales a los que correspondería unos volumenes de escurrimiento Q1 Q2 Q3 y unos gastos q1 q2 y q3. Segun los principios de Sherman las ordenadas serían proporcionales al gasto. Suponemos para la primera ordenada (del primer pico) una ordenada E1 y para el intervalo de tiempo siguiente una ordenada E2, luego E3, E4, etc.

Para el segundo pico corresponde evidentemente una ordenada E1 x Q2 y para el tercer pico una ordenada E1 x Q3.

Igualmente, para la ordenada del 2o. periodo tendremos:

Hidrógrafo No. 1 Q1 E2
Hidrógrafo No. 2 Q2 E2
Hidrógrafo No. 3 Q3 E2 etc, etc,

El procedimiento se observa por el croquis que sigue:



Se conocen q1, q2, q3 y Q1, Q2 y Q3. Por lo tanto, con la relación q1 = Q1 E1 se puede despejar E1, despues como quiera que q2 = Q2E1 + Q1E2 se despeja E2, despues E3, etc.

Estos procedimientos implican tanteos y el metodo resulta en la medida en que se hayan estimado correctamente los volumenes Q1, Q2 y Q3.

IV. HIDROGRAFOS SINTETICOS DE SNYDER

En 1938 McCarthy sugirió el estudio de las correlaciones de las 3 características principales del hidrógrafo unitario:

1) Gasto máximo en el pico
2) Tiempode retardo desde el comienzo de la lluvia hasta la ocurrencia del pico.
3) Base de tiempo del hidrógrafo

y de las 3 características de la cuenca:

1) Tamaño
2) Pendiente media segun las curvas Area-Elevación
3) Número de ríos principales o densidad de drenaje

Snyder trabajó con estos conceptos modificándolos y desarollando una serie de ecuaciones que se han aplicado con bastante éxito, sobre todo en las regiones montañosas de la costa este americana. El método puede aplicarse una vez que se hayan definido algunos coeficientes básicos en una región. Las ecuaciones desarolladas por Snyder son:

$tp = Ct\ (L \cdot Lc)$ $\qquad$ $tr = tp / 5{,}5$

$qp = 640\ Cp / tp$ $\qquad$ $tpR = tp + 0{,}25(tR - tr)$

$qpR = 640Cp / tpR$ $\qquad$ $qpR = qp \cdot tp / tpR$

Los términos tienen el significado siguiente:

Lc = Millas desde la estación de aforo al centro de gravedad del área drenada o cuenca.

L = Millas desde la estación de aforo al punto más distante de la cuenca

tp = Tiempo de retardo desde el centro de masa de la lluvia efectiva hasta el pico del hidrógrafo, horas

tr = Duración de lluvia efectiva igual a tp/5,5 horas (condición general de lluvia efectiva corta en relación con el retardo)

tR = Duración escogida para el estudio específico (horas)

tpR = Tiempo de retardo para la nueva duración escogida (horas)

qp = Descarga pico por unidad de área para la duración tr (en pies cubicos por segundo por milla cuadrada)

qpR = Descarga pico por unidad de área para la duración tR (pies cúbicos por segundo / milla cuadrada)

Ct y Cp son coeficientes que dependen de las características de la cuenca, tiempo de la lluvia y unidades de medición (Aquí se usan unidades inglesas). Cp representa más especificamente un coeficiente porcentual de escurrimiento en razón del tiempo que falta hasta la condición de equilibrio cuando la intensidad de la lluvia fija el módulo de escurrimiento. Para duración lluvia = tc, qp = 1.

Algunos valores observados de los coeficientes Cp y Ct son:

Montañas del Este de los EE.UU,	Cp=0,63	Ct= 2,0
California	Cp=0,94	Ct=0,4
Tejas, Luisiana	Cp=0,61	Ct= 8,0

Algunos investigadores han encontrado que $Cp = 0,6/\sqrt{S}$ donde S es la pendiente media de la cuenca.

Linsley sugiere la ecuacion:

$$tp = Ct \left(\frac{L \cdot Lc}{\sqrt{S}}\right)^{n}$$

n = 0,38 Ct = 1,20 para montanas; 0,72 para zonas de colina y pie de monte; 0,35 para zonas de valles.

Se puede proceder de la manera siguiente para aplicar el método de Snyder:

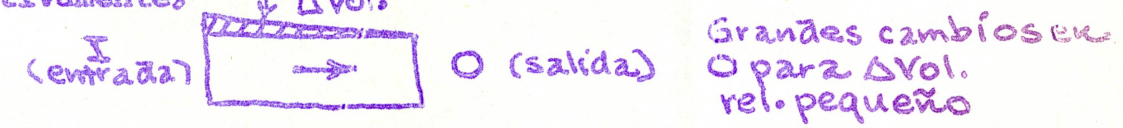
En papel bilogarítmico (log-log) se plotean valores de tp contra valores de $\frac{L \cdot Lc}{\sqrt{S}}$ para cuencas adyacentes aforadas y de superficies variables. Se resuelven los valores Ct y n con la mejor línea recta que se pueda lograr. Con ésto, puede calcularse tp para la cuenca en estudio. Conocido tp se pueden calcular tr y tpR. Igualmente pueden plotearse valores de qp contra 640/tp (papel aritmético) para determinar el valor de Cp como un módulo tangencial. Con ésto, pueden lograrse los gastos máximos y tiempos de retardo.

V. La Mitigación de Avenidas y los Hidrógrafos Sintetizados:

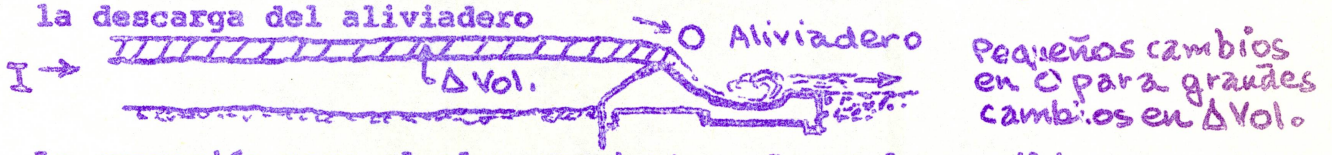
1. Mitigación:

Ya observamos los efectos de mitigación que sufren los escurrimientos al transitar por un sistema fluvial. Igual efecto se tiene cuando un hidrógrafo cualquiera se hace pasar por un embalse. Dos principios fundamentales distinguen a los dos fenómenos:

1) En el sistema fluvial el hidrógrafo de entrada tiene una marcada influencia en el hidrógrafo de salida. El efecto de embalse es poco relativamente:



2) En el embalse el efecto de mitigación es más pronunciado. El hidrógrafo de salida es una función que depende en gran parte del efecto de almacenamiento que se logra a medida que aumenta la descarga del aliviadero



La expresión para el almacenamiento S puede escribirse

$$S = \frac{b}{a}\left[x I^{m/n} + (I-x) O^{m/n}\right]$$

donde a y n, constantes relacionadas con la curva de gastos del cauce fluvial: $Q = a\, g^n$ (Ver Folleto I-4 sobre Aforos de Ríos) y b y m son constantes que varían según la relación altura de mira-almacenamiento para el sector, $S = b g^m$.

Para canales rectangulares uniformes, el almacenamiento varía según la primera potencia de la lectura de mira "g", o sea, que m= 1; la descarga varía según la potencia 5/3 de acuerdo con la ecuación de Manning.

En canales naturales con llanos de inundación el exponente n puede aproximarse al valor 1 o algo menos.

La constante x mide la importancia relativa del hidrógrafo de entrada (o el valor del gasto de entrada, I); para un embalse x = 0

Para un río $x \approx 0{,}2$
pudiendo variar entre 0 y 0,3
El valor 0 claro está, correspondería a un río con grandes zonas de aniego = embalse.

La anterior ecuación puede resolverse utilizando el método Muskingum, según el cual m/n = 1 y b/a = K la constante K expresa relación de almacenamiento contra Descarga y dimensionalmente es igual a tiempo.

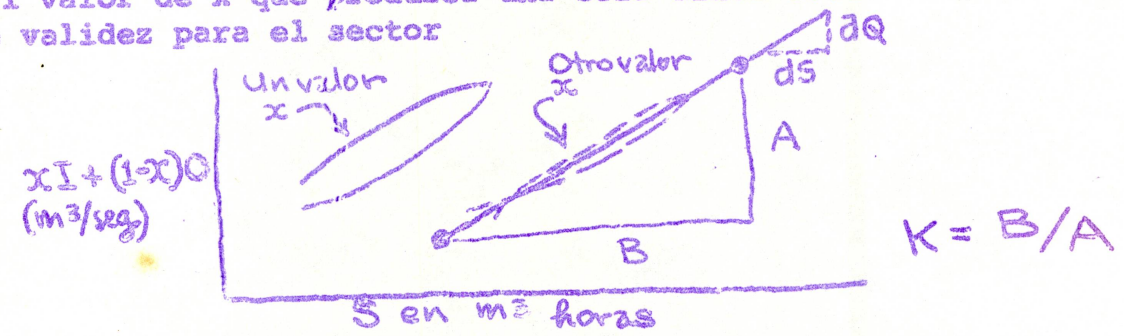
Almacenamiento = L^3

Descarga = L^3/T

Dividiendo, K = T

K es aproximidamente igual al tiempo de recorrido de la avenida para el sector de río y puede adoptarse ese valor. Si hay datos medidos de avenidas anteriores (Entrada I y salida O para un sector), puede hacerse un ploteo (en papel aritmético) de S contra xI + (1-x) O variando valores de x.

El valor de x que produzca una sola linea recta es el valor que tiene validez para el sector



El método Muskingum plantea la condición básica dS/dQ= K ; la ecuación original para S se modifica según las hipótesis anteriores para lograr la forma

$$S = K[xI + (1-x)O]$$

(Criterio Muskingum)

En todos los procesos de mitigación tiene validez la ecuación

$$It - Ot = \Delta s$$

donde I= gasto entrada; O = gasto salida.

Para intervalos finitos del tiempo con dos gastos separados por un tiempo t se escribe

$$\frac{I_1 + I_2}{2} t - \frac{O_1 + O_2}{2} t = S_2 - S_1$$

Al sustituir en esta última ecuación la que estipula el valor de S según el criterio Muskingum tendremos:

$$O_2 = c_0 I_2 + c_1 I_1 + c_2 O_1$$

$$c_0 = -\frac{Kx - 0,5t}{K - Kx + 0,5t}$$

$$c_1 = \frac{Kx + 0,5t}{K - Kx + 0,5t} \qquad c_2 = \frac{K - Kx - 0,5t}{K - Kx + 0,5t}$$

Las tres últimas ecuaciones al ser combinadas dan como resultado:

$$c_0 + c_1 + c_2 = 1$$

El período de mitigación t debe llevar las mismas unidades de tiempo que k. Los valores Co, C1 y C2 se calculan de acuerdo con las ecuaciones.

Para llegar a cualquier valor O hay que partir de un momento en que se conoce I el gasto inicial de la avenida en la entrada y O el gasto de salida para el tramo para ese mismo instante.

El siguiente ejemplo tomado de Linsley demuestra bien el método. Dados k = 11 horas t = 6 horas, x = 0,13, C_0 = 0,124 C_1 = 0, 353 y C_2 = 0 523 los valores I de Entrada y el valor de O correspondiente al instante del primer valor I.

Fecha	Hora	I, cfs	$C_0 I_2$	$C_1 I_1$	$C_2 O_1$	O cfs = pies³/seg
1	6 am	(10)	-	-	-	(10)
	Mediodía	(30)	3,7	3,5	5,2	12,4
	6 pm	(68)	8,4	10,6	6,5	25,5
	Medianoche	(50)	6,2	24,0	13,3	43,5
2	6 am	(40)	5,0	17,7	22,7	45,4
	Mediodía	(31)	3,8	14,1	23,7	41,6
	6 pm	(23)	2,9	10,9	21,8	35,6

( ) Indica valores conocidos

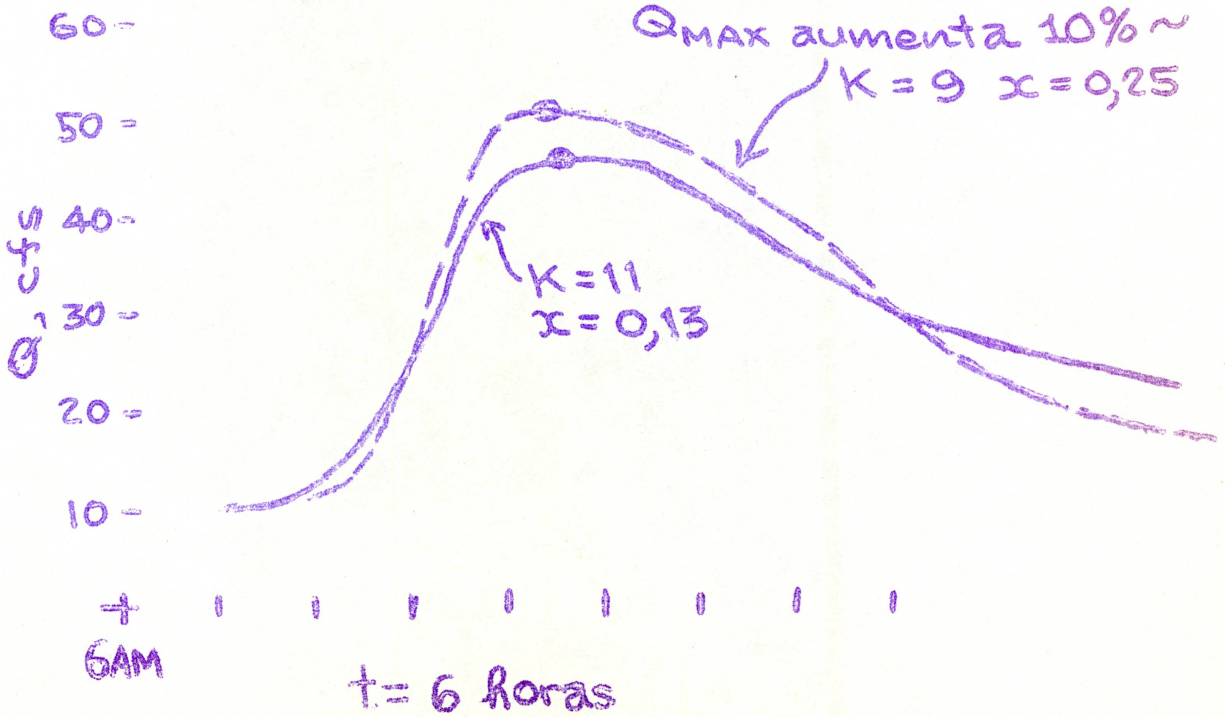
Para formarnos un criterio de la importancia de estos factores supongamos que, para el ejemplo anterior K es 9 horas en vez de 11 horas (error desfavorable de 18%) y x = 0,25 (más efecto fluvial, menos efecto embalse)

Calculamos los coeficientes C_o , C_1 , C_2 según las ecuaciones anteriores y tenemos

C_o = 0,077
C_1 = 0,538
C_2 = 0,385
1,000

		$C_o I_2$	$C_1 I_1$	$C_2 O_1$	O
6 am	(10) = I_1				(10) = O_1
Mediodía	(30) = I_2	2,31	5,38	3,85	11,54= O_2
6 pm	(68)	5,23	16,15	4,45	25,83
Mediodía	(50)	3,84	36,30	9,95	50,09
6 am	(40)	3,08	26,90	19,25	49,23
Mediodía	(31)	2,38	21,50	18,90	42,78
6 pm	(23)	1,77	16,70	16,50	40,97

CAMBIOS EN LOS HIDROGRAFOS:



Mitigación con el Método de Puls

Este método se adapta muy bien a los cálculos de avenidas que pasan por un embalse.

Puede escribirse la siguiente ecuación básica:

$$I \text{ promedio} = O \text{ prom} + \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

El término divisor Δt se cancela y nos queda I prom + O prom + ΔS.

Esta es la misma ecuación ya señalada en la que, para períodos pequeños de tiempo los promedios quedan definidos dentro de la exposición:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \frac{O_1 + O_2}{2} + (S_2 - S_1)$$

Como quiera que en cualquier problema de hidrógrafo los valores I y el primer valor O se conocen, se reforma la ecuación anterior para tener los valores cnnocidos de un lado y los desconocidos del otro.

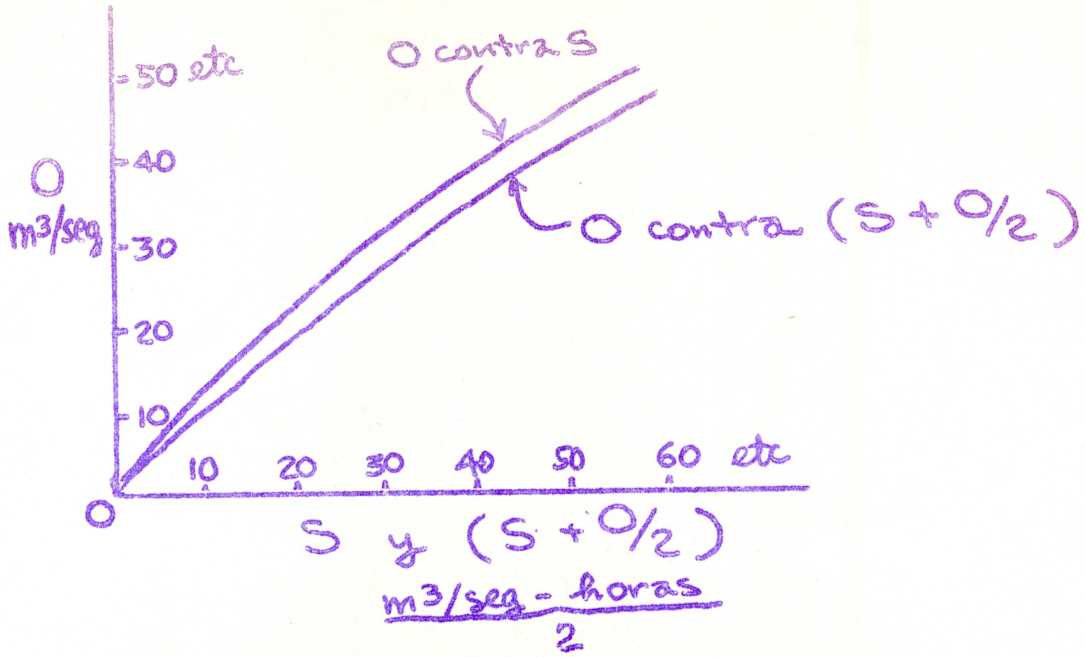
$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(S_1 - \frac{O_1}{2}\right) = \left(S_2 + \frac{O_2}{2}\right)$$

Esta ecuación se resuelve en base a una curva que muestre las relaciones entre O y S que se pueden determinar en un embalse ya que O es función de la altura de descarga en el aliviadero, y S es el volumen embalsado al lograrse dicha altura de descarga.

Por tanteo y trabajando con la curva pueden lograrse los valores de O_2 y S_2 que satisfacen la ecuación en la que se conocen I_1, I_2 S_1 y O_1.

Al calcularse el primer punto O_2, éste pasa a aser O_1 y S_2 pasa a ser S_1 para los fines del próximo paso y así sucesivamente.

También puede trabajarse con la curva tipo de almacenamiento = $\left(S + \frac{O}{2}\right)$ mediante la cual se elimina el proceso de tanteo. Para ésto se prepara un diagrama de la forma siguiente:



Se dibuja en primer lugar la relación conocida O entre S.

Para un valor O habra un valor S (según la curva) al cual se le suma O/2 para lograr la curva S + O/2 como función de O. Las dos curvas se observan en el croquis . El procedimiento de cálculo se organiza entonces en base a la tabulación que sigue y mediante los pasos que se describen a continuación:

TABULACION PARA EL CALCULO

Período	(1) Entrada al final Período I_2 m3/seg	(2) Entrada media m3/seg/horas 2 Q medio	(3) $+ S_1 - \frac{O_1}{2}$ m3/seg-h	(4) $= S_2 + \frac{O_2}{2}$ m3/seg-h.	(5) O2 m3/seg	(6) $S_2 - \frac{O_2}{2}$ m3/seg-h
horas 2			2	2		

Procedemos con el cálculo de la manera siguiente:

1) En una condición inicial de equilibrio, habrá un gasto de entrada inicial correspondiente al final de un período de equilibrio (antes de un pico) de I_2 y un gasto de salida $O_2 = I_2$

2) Entonces para esta descarga O_2 conocida habría un factor S también conocido (= S_1) (primer período del hidrógrafo)

Al comienzo del período siguiente O_2 pasaría a ser O_1 y entonces se puede despejar

$$S_1 = \frac{O_1}{2} \quad \text{(Col. 3)}$$

3) También se conocerá para ese primer período del hidrógrafo (separado en horas) el Q medio que resulta del primer valor I_2 para fines del período de equilibrio (= I_1 para el comienzo del primer período del hidrógrafo).

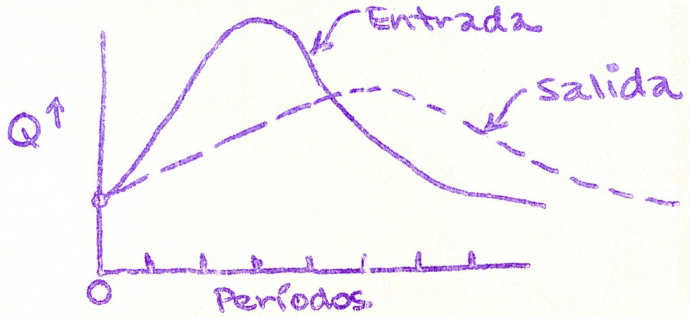
Como al final del primer período conocemos $Q = I_2$ se calcula el Q medio (columna 2)

4) A este valor se le suma el valor ($S_1 - O_1/2$) de la col. 3 (que puede tener valor negativo para algunos períodos) y el resultado es naturalmente la Col 4.

$= S_2 + \frac{O_2}{2}$. 5) Con este valor de la col. 4 se entra en la gráfica para leer O_2 (Col. 5); el punto correspondiente al Hidr. mitigado para el final de ese primer período de cálculos.

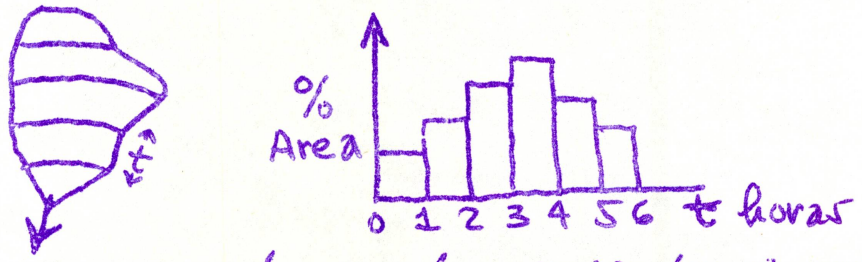
6) Finalmente se calcula la columna 6 $= S_2 - \frac{O_2}{2}$ restándole O_2 a la Col. 4 ya conocida. Esta claro que este valor de la Col. 4 pasa a constituír el valor correspondiente a la Col. 3 $\left(S_1 - \frac{O_1}{2}\right)$ para los fines del cálculo del período siguiente, en el cual se repiten todos los pasos y así sucesivamente.

Al efectuarse los cálculos para un hidrógrafo de entrada a un embalse tendremos un efecto similar a éste:



IUH (Hidrógrafos Unitarios Instantáneos) y otros Hidrógrafos Sintéticos

Si dividimos una cuenca en isócronas (puede hacerse en base a soluciones Manning o usando el tc de algun hidrógrafo, etc) y preparamos un diagrama de área contra tiempo, el mismo puede tratarse como el hidrógrafo de entrada a un embalse hipotético. Esto implica una lluvia efectiva instantánea que produce semejante condición de entrada.



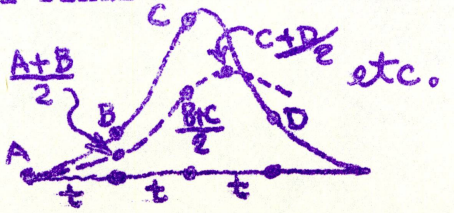
Si se pasa el hidrógrafo así producido (en el cual area = Q) por un proceso de mitigación (digamos el Muskingum, poniendo un valor K observado que corresponda al tiempo de concentración de una avenida y x = 0) se logran unas ordenadas que representan la morfología del hidrógrafo unitario del sistema fluvial.

Como quiera que para un hidrógrafo unitario se conoce el volumen del escurrimiento = Area x Lluvia efectiva, entonces para obtener las ordenadas como gasto basta sacar la relación porcentual del area total en el hidrografo mitigado area-tiempo. Al dividir el volumen correspondiente por el intervalo de tiempo se logra el gasto medio del sector (Ver croquis)



$$Q' = \frac{\%\ \text{Area} \times \text{Vol.}}{t}$$

El IUH asi producido correspondería a una lluvia con duración = 0 horas. Para convertirlo a un hidrógrafo de duracion t horas se dibuja un nuevo hidrógrafo poniendo el valor medio de la ordenadas del IUH correspondiente a la duración t al final de esa duración (se establece un retardo t)



Este es esencialmente el método de J. O. Clark. Clark plantea el uso de K en función de la constante de recesión Kr del río en cuestión,

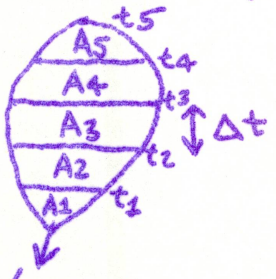
$$K = - \frac{1}{\log_{\varepsilon} Kr}$$

También sugiere el uso de la ecuación $K = cL / \sqrt{S}$ para definir el valor de K. Aqui L = longitud del cauce principal en millas; S = pendiente media del rio y c = coeficiente entre 0,8 y 2,2.

Otro Procedimiento: Isócronas igual a Duracion Lluvia Efectiva

1o. Instituir una serie de isócronas con un intervalo de tiempo igual a la duración de la lluvia con lo que se obtiene una serie de gastos:

A1 x Prof. Lluvia Efect. $/\Delta t$
A2 x Prof. Lluvia " $/\Delta t$
A3 x Prof. Lluvia " $/\Delta t$



El Qmax. correspondería al sector más ancho.
Esto permite trabajar con los datos profundidad-area-duración (Ver Folleto I-2) para una tormenta cuando se conocen esas características.

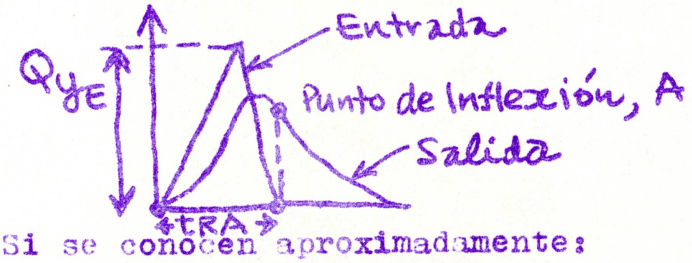
2o. El hidrógrafo no mitigado resultante debe someterse a un proceso de mitigación segun el método Muskingum para lograr el hidrógrafo real.

Con este mismo método en el caso de varios períodos de lluvia se procede de la manera siguiente:

a) Sacar el hidrógrafo no mitigado para el primer período.
b) Sacar el hidrógrafo correspondiente al 2o. período de lluvia (utilizando el mismo procedimiento) y superponerlo (sumarlo) a partir del comienzo de la lluvia efectiva para ese segundo período.
c) Hacer esto cuantas veces convenga segun los períodos.
d) El hidrógrafo compuesto se somete a un proceso de mitigación.

El "Hidrógrafo Virtual de Entrada al Sistema Fluvial"

Este concepto fue propuesto por Horton para lluvias uniformes en su distribución y tiene bastante validez: el ejemplo calculado al comienzo del trabajo para el rio Guaire así lo demuestra. Este hidrógrafo no mitigado es netamente triangular, con un volumen igual a la lluvia efectiva y al del hidrógrafo real. La mitigación resulta de los principios que ya se han discutido.



Si se conocen aproximadamente:

a) El tiempo de retardo del punto de inflexión A
b) La relación Qpico Entrada / Q pico salida
c) Recesión Kr del hidrógrafo

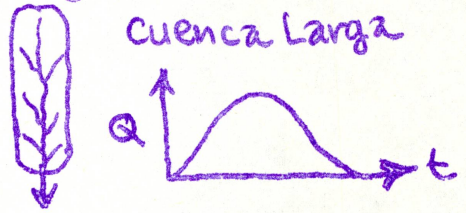
puede lograrse una solución rápida y aproximada. Tendremos

$$\frac{Q_{yE} \times t_{RA}}{2} = \text{Vol.} = \text{Area x Profundidad}$$

$$Q_{yE} = \frac{\text{Area x Prof. LLuvia x 2}}{t_{RA}}$$

Al conocer Q_{yE} se calcula Q pico-salida segun la relación conocida. La recesión a partir de allí se calcula con el coeficiente Kr en función de tiempo. La rama ascendente se estima en función del volumen residual.

Esta claro que la forma de la cuenca influirá en la forma del hidrografo de salida:





Cálculos con Computadores electrónicos. Modelos.

En los actuales momentos se usan tantos los computadores digitales como los analógicos para resolver los problemas de hidrógrafos. Al efecto se han elaborado una serie de modelos matemáticos como por ejemplo, el de los embalses ficticios en

serie, con entradas instantáneas, de Nash. Los embalses y canales en serie de Dooge, etc. En la Univ. de Stanford Linsley, Crawford y otros han organizado un modelo (Modelo de Vertientes Stanford IV) donde se codifica información sobre precipitación cada 1/4 de horas o cada hora, humedad del suelo, evapotranspiración diaria, conjuntamente con otros datos como áreas de las subcuencas y lluvias medias anuales (influencia de factores antecedentes, etc.) Los datos se pasan a un computador digital que calcula los escurrimientos resultantes. El modelo se utiliza entre otras cosas para estudiar los efectos del aumento o disminución en la lluvia y en la evapotranspiración para una región.

VI - DIAGRAMAS DE MASAS PARA EL DISEÑO DE EMBALSES

En el diseño de embalses hay que proveer capacidad suficiente para que se pueda tirar un caudal fijo en los períodos de estiaje.

El Almacenamiento S = Valor Máximo de Σ(D - Q) donde D es la extracción o descarga y Q la entrada. Los calculos pueden arreglarse en la siguiente forma. Ponemos como ejemplo un año en Las Majaguas, suponiendo un caudal extraído de 30 m3/seg durante Dicbe., enero, feb., marzo y abril.

(1) PERIODO	(2) Q	(3) D	(4) Σ Q	(5)=(3)-(2) D - Q	(6)=Σ(5) ΣD - Q
Mayo 1	44,2	0	44,2	- 44,2	-44,2
Jun,	78,3	0	122,5	- 78,3	-122,5
Jul.	96,4	0	218,9	- 96,4	-218,9
Ago.	94,7	0	313,6	- 94,7	-313,6
Set.	68,9	0	382,5	- 68,9	-382,5
Oct.	62,0	0	444,5	- 62,0	-444,5
Nov.	55,5	0	500,0	- 55,5	-500,0
Dic.	40,7	77,8	540,7	37,1	-462,9
Ene.	27,0	77,8	567,7	50,8	-412,1
Feb.	18,2	77,8	585,9	55,6	-356,5
Mar.	14,8	77,8	600,7	63,0	-293,5
Abr. 12	18,3	77,8	618,8	59,0	-234,5

Nota: D - Q negativo = Vol. sobrante

Operando con una extracción de 30 m3/seg durante 5 meses (dicbe-abril) observamos que, embalsando toda el agua, tendríamos un valor $\Sigma(D-Q)$ negativo (= sobrante) de 500 millones de m3. Al final del período de operacion tenemos $(D-Q)$ = -234,5 (tambien sobrante) El volumen de embalse requerido para sostener el modo de operacion indicado es 500 - 234,5 = 265,5 millones de m3. En estos cálculos deben figurar las pérdidas fijas mensuales por infiltración o evaporación. Estas deben incluirse en la Col. 3 de la tabulación anterior. La página siguiente muestra un diagrama de masas o Curva de Rippl para el río Cojedes en San Rafael (Majaguas) que muestra los valores ΣQ y ΣD para dos condiciones de descarga:

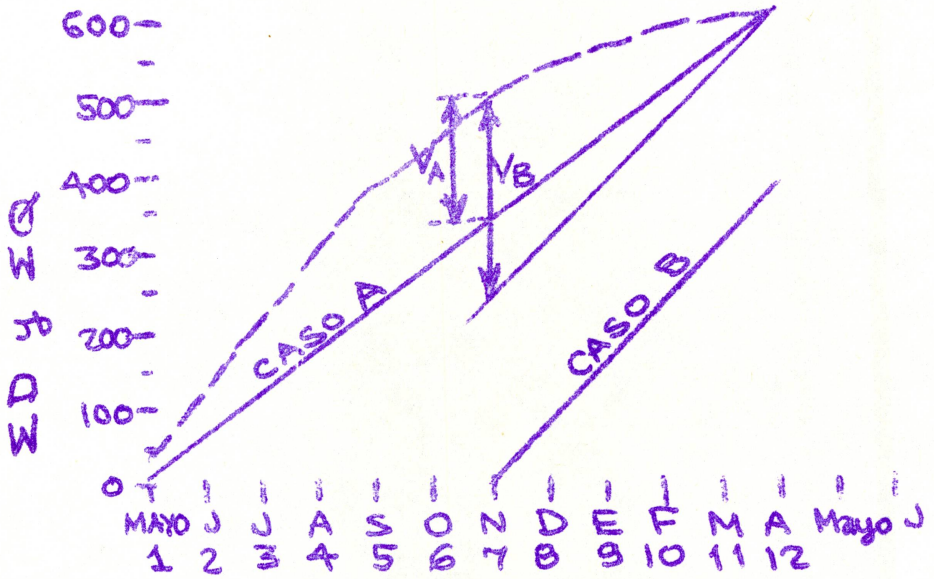
19,6 m3/seg fijo y
30,0 m3/seg durante 5 meses
(a partir de fines de noviembre)

En el primer caso la capacidad de embalse requerida es de 155 millones de m3; en el segundo 265,5 millones de m3.

Los embalses deben contar preferiblemente con almacenamientos de reserva para darle frente a períodos de sequía críticos.

Es procedente examinar la estabilidad del embalse ante el ciclo anual del escurrimiento. Para esto puede dibujarse el diagrama de Rippl para cada año y observar el almacenamiento requerido. Con esta información se prepara una serie estadística en papel de probabilidades y se toma nota de los requerimientos de la función de embalse para los años de bajas frecuencias (eventos de 1 en 50 ó más años).

DIAGRAMA DE RIPPL
Embalse Majaguas



Caso A = Q = 19,6 m^3/seg fijos
" B = Q = 30,0 m^3/seg 5 meses

V_A = Almacenamiento Requerido
Caso A = 155×10^6 m^3

V_B = Almacenamiento Requerido
Caso B = $265,5 \times 10^6$ m^3

F.A.O. - C.B.R.
Hydrology

INVESTIGATION OF FLOOD PEAKS ON THE TURBIO AT TONONO BRIDGE

José María Ochoa Pile
Civil Engineer

January, 1966

INVESTIGATION OF FLOOD PEAKS ON THE TURBIO AT TONONO BRIDGE

Information on flood maxima was available for a total of 11 years. A three year blank 1954-55-56 was filled in by correlating the combined Barquisimeto - Sanare monthly rainfall (for the month of the flood peak) with the flood value. The antecedent rainfall was considered by including in the monthly rain the values corresponding to the previous month, the correlation then holds for

Flood Flow vs. Barquisimeto - Sanare Rainfall for month + Rainfall in preceding month.

This correlation is fairly good and can be observed in Fig. 1.

Fig. 2 is an attempt to correlate Turbio runoff with Sarare runoff at Agua Blanca - a large dispersion is to be observed.

Using the relation indicated by Fig. 1, flood peak values were obtained for the years 1954, 55 and 56.
The Recurrence interval was then computed as shown on Fig. 3.

Fig. 4 shows the data plotted using the Powell method which tends to produce a straight line spectrum.

Fig. 5 is a log-log plot which is much less determinate, in the extrapolated area.

Since it is known that rainfall in the State of Lara is a perfectly random event, runoff will respond to this basic characteristic and therefore, extrapolation of values of events from limited samplings is not an unfruitful undertaking.

Nevertheless, it would be most convenient to verify the curve tendency by checking the field section for the last known flood of great magnitude (about 1942-23 years) estimating Q from Manning approximations in the flood plain (plus extension of the Tonono rating curve) and computing the independent recurrence interval.

If the given flood corresponds to the year 1942 then

$$T = \frac{n+1}{m} = \frac{23+1}{1} = 24 \text{ years}$$

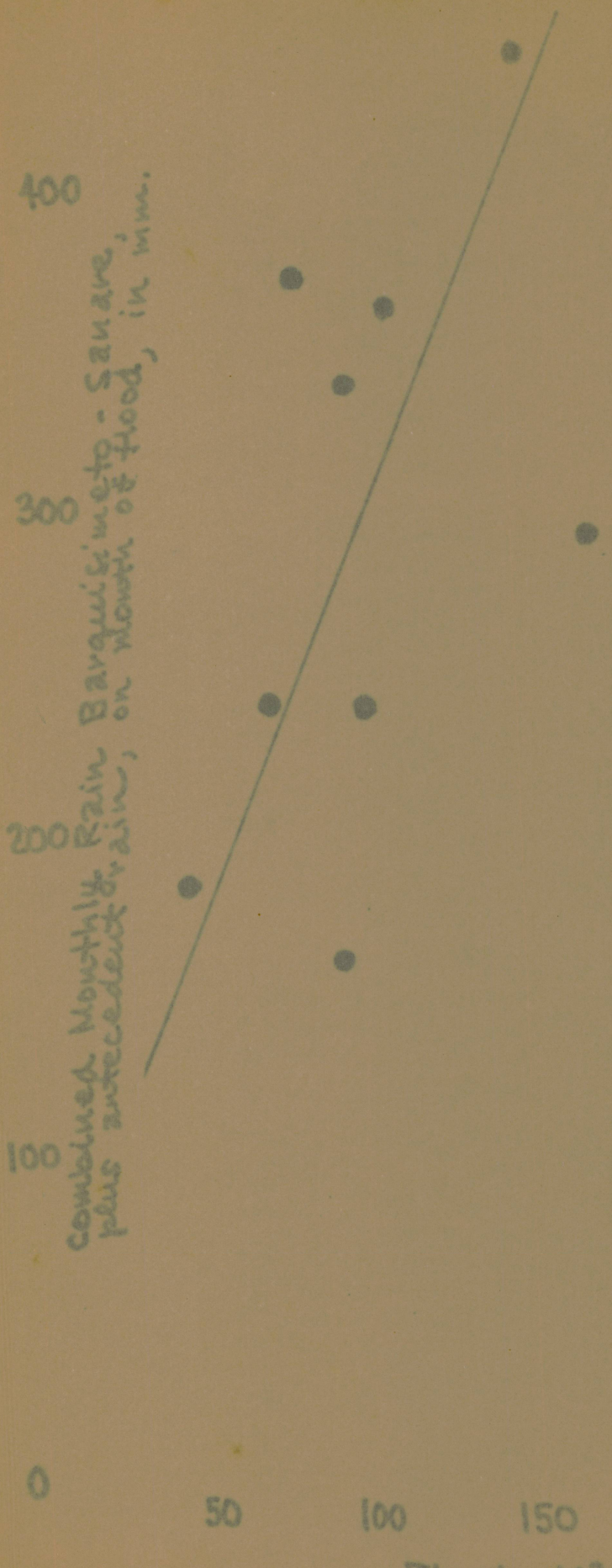
This period with its estimated flow value should check fairly well when plotted on Fig. 4.

Field Check at Tononó:



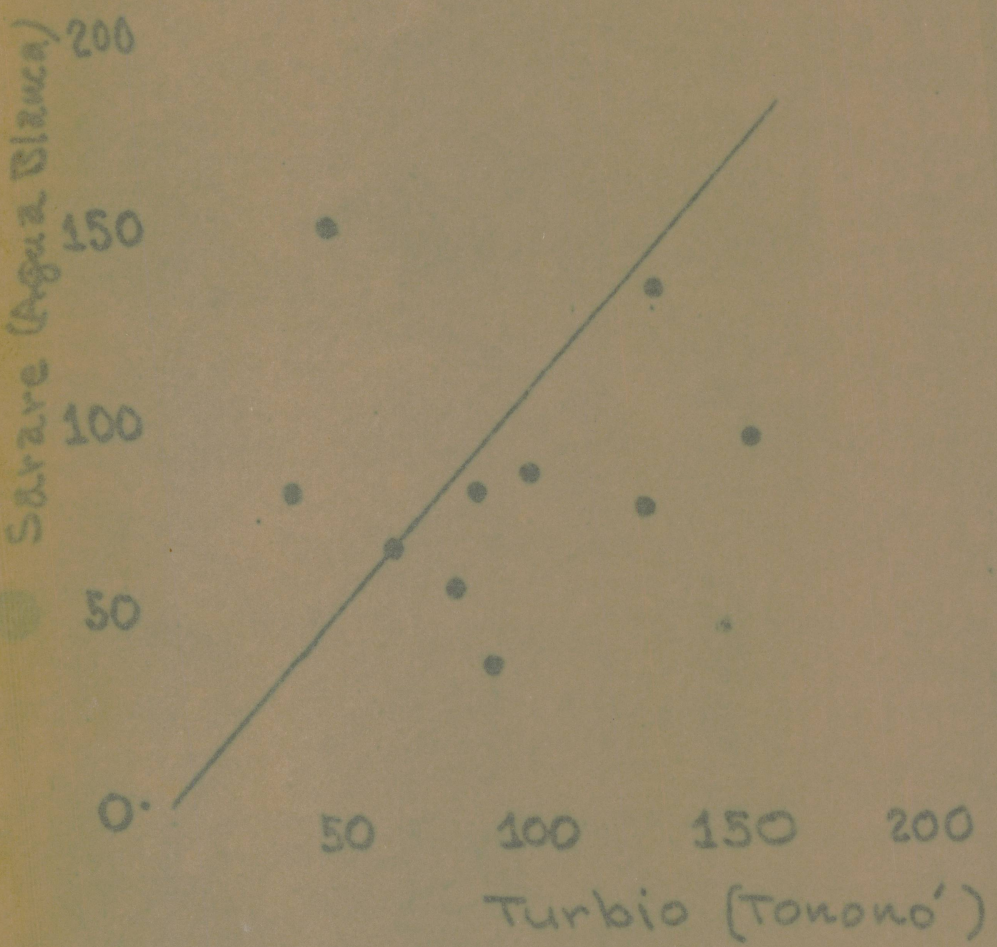
Work out Manning solutions for outer flood plains B and C
Use a coefficient of 0,080 to 0,090, brush filled plains.

NOTE: The population sampled herein includes the portion of the watershed which shows consistent runoff; to the critical flood values a correction must be applied for runoff originating in the arid lands. This latter phenomenon was observed this year and good unit graphs are available for analysis.



Correlation of Floods in the Turbio w/ combined Barquisimeto - Sanare Rainfall for month of flood plus rainfall in preceding month

Fig. 1



Correlation of Yearly Maximum Floods in $m^3/sec.$ Turbio (Tonono') and Sarare at Agua Blanca

Fig. 2

TURBIO FLOOD PEAKS

TONONO

YEAR: 46 -47 -48-4950 -51 -52 -53 54 - 55 - 56 -57 -58 -

Q: 47,4-86,2- - - 94,4-132-90,6-158-(142)-(83)-(137)-37,4-80,5-

YEAR: 59 - 60 - 61 -

Q: 86,0-64,0-129,0

Values in parenthesis estimated.

Ranks of Event	Q	T
1	158,0	15,000
2	142,0	7,500
3	137,0	5,000
4	132,0	3,750
5	129,0	3,000
6	94,4	2,500
7	90,6	2,250
8	86,2	1,880
9	86,0	1,670
10	83,0	1,500
11	80,5	1,365
12	64,0	1,250
13	47,4	1,150
14	37,4	1,070

T = Recurrence Interval in Years

$T = \frac{n + 1}{m}$

n = Number of years of record

m = Rank No. of Flood (highest = 1)

NOTE: NO RAINFALL DATA AVAILABLE FOR FILLING BLANKS 48 and 49.

Fig.3

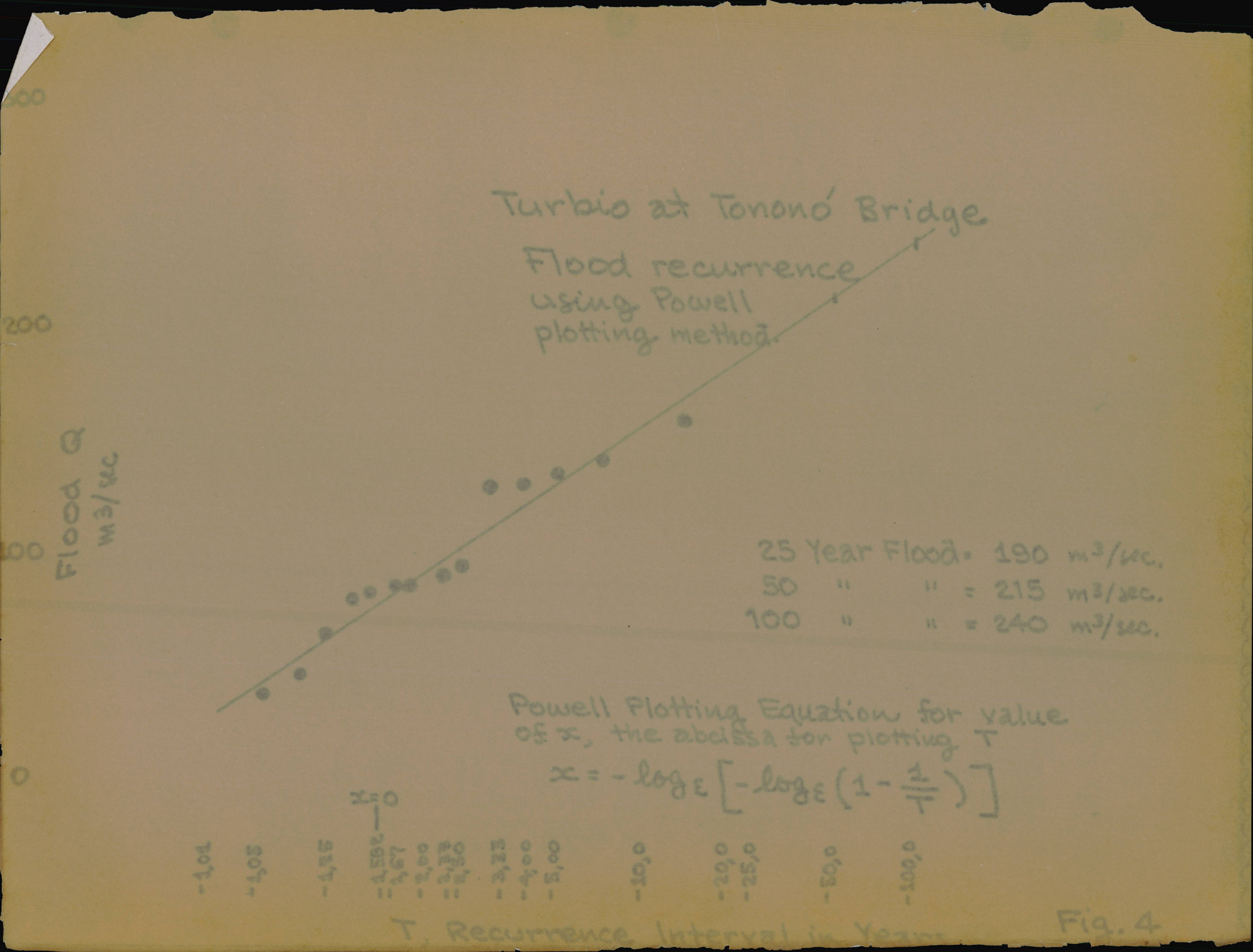

Turbio at Tonono Bridge
Flood recurrence
using Powell
plotting method.
Flood Q
m3/sec
200
100
0
25 Year Flood = 190 m³/sec.
50 " " = 215 m³/sec.
100 " " = 240 m³/sec.
Powell Plotting Equation for value of x, the abcissa for plotting T
$x = -\log_\varepsilon \left[-\log_\varepsilon \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$
x=0
-1,04
-1,05
-1,25
-1,58
-2,37
-3,00
-3,25
-3,73
-4,60
-5,00
-10,0
-20,0
-25,0
-50,0
-100,0
T, Recurrence Interval in Years

Fig. 4

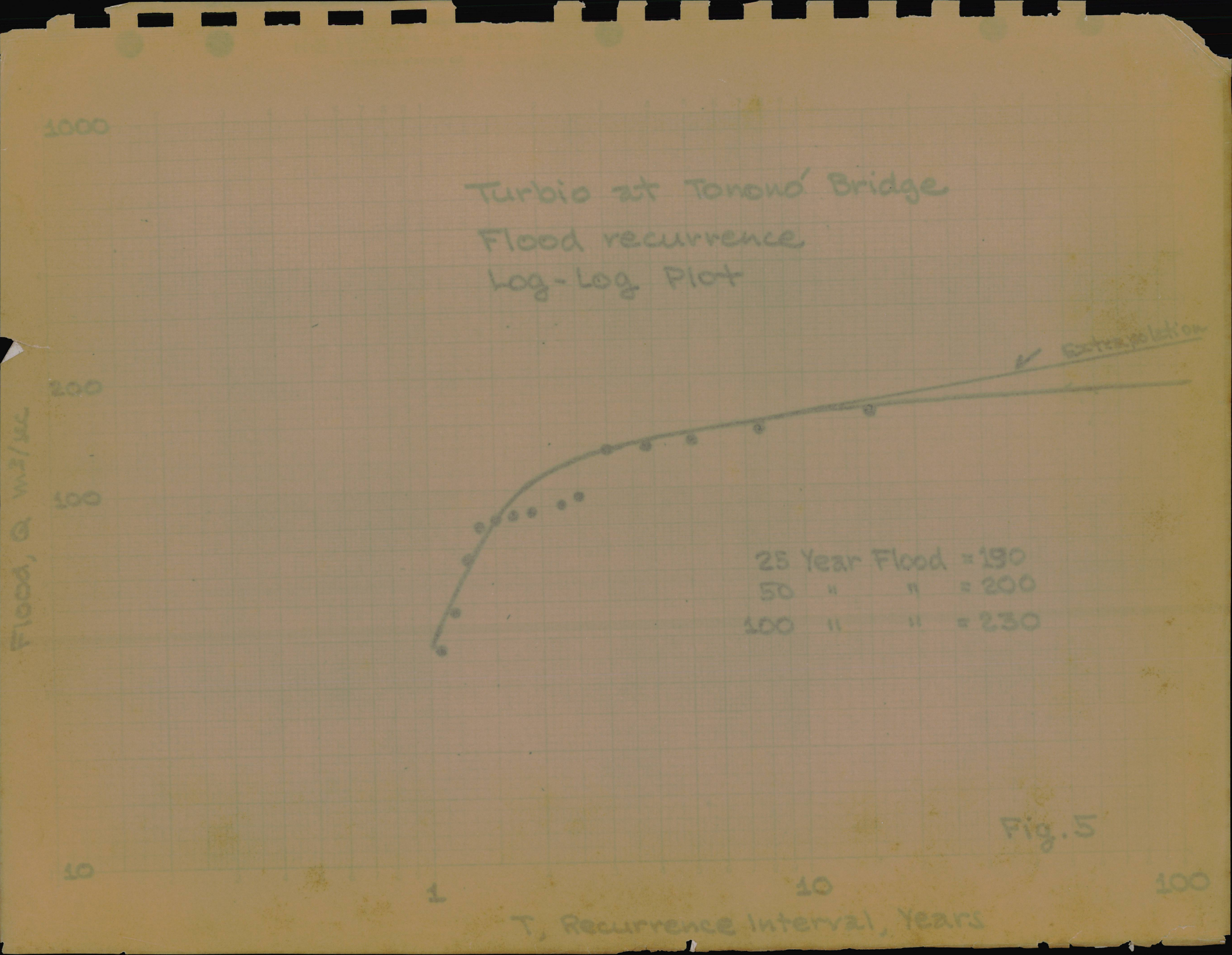

Turbio at Tonono Bridge
Flood recurrence
Log-Log Plot
Extrapolation
25 Year Flood = 190
50 " " = 200
100 " " = 230
Flood, Q m3/sec
1000
200
100
10
1
10
100
T, Recurrence Interval, Years

Fig. 5

IT-022A

FAO - CBR
HIDROLOGIA

La determinación aproximada de coeficientes de transmisibilidad en perforaciones del subsuelo.

(Aplicar a los sondeos en el Llano de Monay)

José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil
Diciembre -1965

La determinación aproximada de coeficientes de transmisibilidad en perforaciones del subsuelo.

En muchos casos, no es posible la realización de pruebas de bombeo directas para evaluar las constantes de permeabilidad de formaciones acuíferas que estan en proceso de exploración.

Dos métodos generales pueden utilizarse para averiguar en forma aproximada el valor de estas constantes.

1. Uso de Permeámetros

Si se tiene el cuidado de tomar muestras poco perturbadas de los acuíferos, utilizando cucharas partidas, tubos shelby, etc. puede procederse de la manera siguiente:

a) Colocar el material muestreado en un permeámetro procurando conservar la estratificación y relación de vacíos (conservar el volumen) de la muestra sondeada hasta donde sea posible.

b) Determinar la constante de Darcy K

c) Calcular la transmisibilidad T.
T = K.b donde b es el espesor del acuífero.

Especificar T en m3/seg para 1 metro de ancho del acuífero. También en posible estimar la permeabilidad en función de las granulometrías. Ver referencias (2) (3) y (4). Se anexa una tabla tomada en la Ref(4) como apéndice.

2. Método de Inyección de Aqua de Ferris y Knowles

Con este método se inyecta un volumen de agua conocido V a la perforación y se mide la onda de inyección residual que queda (por encima del nivel freático) después de un tiempo t.

Está claro que esto supone un estado de reposo del manto en la perforación, para locual deberán suspenderse las operaciones 1 día o más, antes de hacer la prueba.

Para verificar si el manto ha llegado a estado de reposo puede seguirse el proceso de recesión, después de haberse parado la perforación, con un dibujo de caída en metros (o decímetros) contra tiempo en papel semi-log o log-log. Al llegarse a una condición asintótica, puede inciarse la prueba.

La ecuación que rige el proceso es la siguiente:

$$h = \frac{V}{4\pi T t \left[e^{r_w^2 S/4Tt}\right]}$$

h = altura residual después de un tiempo t

S = Coeficiente de Almacenamiento del Acuífero

r_w = Radio efectivo del pzo o perforación.

El método funciona mejor en acuíferos confinado y, como en todos los métodos de pruebas del subsuelo, sólo se logra un buen valor de T cuando hay penetración total del acuífero; con penetración parcial, habría que hacer correcciones para lograr el valor de T total según las tablas publicadas por Todd, Jacob, etc.

Después de transcurrido un tiempo t suficientemente largo, como quiera que r_w es un valor pequeño, el término en paréntesis tiende a un valor = 1 y por tanto la anterior ecuación se simplifica a la forma,

$$h = \frac{V}{4\pi T t}$$

$$T = \frac{V}{4\pi t h}$$

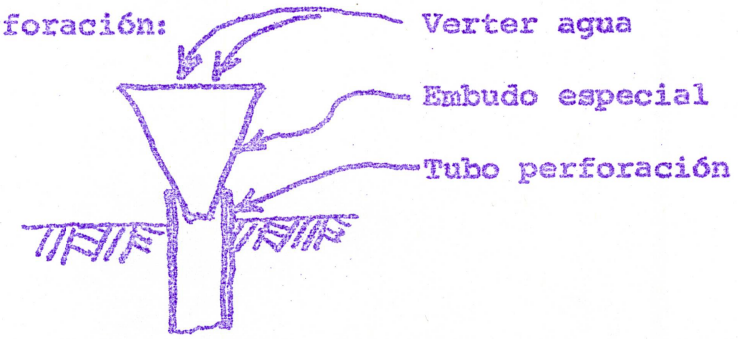
Está claro que el método no puede aplicarse bien en los acuíferos de alta permeabilidad, ya que la onda residual h se disciparía en muy poco tiempo y no se logra la premisa básica :

r_w pequeño _____ t grande

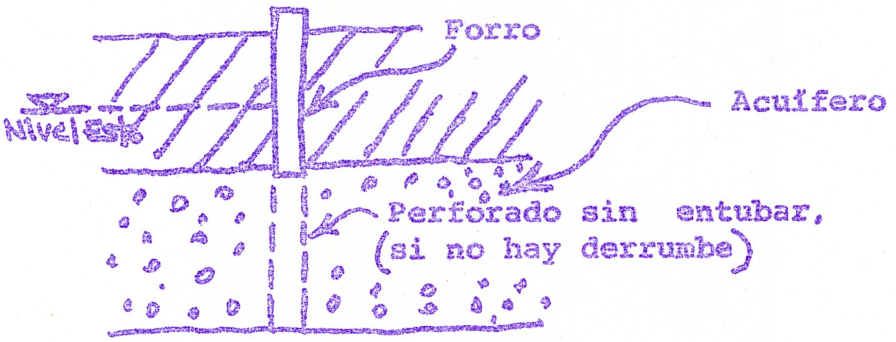
En acuíferos de moderada a baja permeabilidad puede emplearse con éxito . (condiciones del Llano de Monay)

Algunas consideraciones prácticas

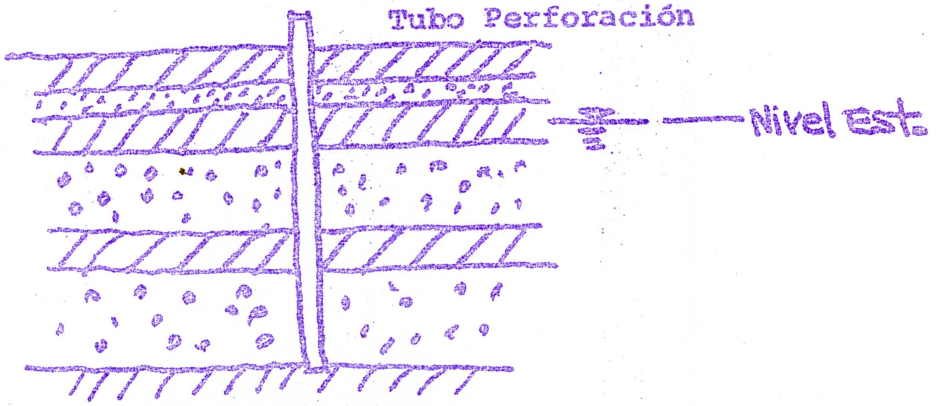
1. Para efectuar la prueba, inyectar un volumen de unos 100 litros en forma instantánea utilizando un tambor y un embudo especial que se adapte a la tubería de perforación:



2. Puede probarse un acuífero local que tenga la siguiente disposición:



3.. Caso de muchos lentes delgados, forrados con la tubería de perforación.



Proceder de la siguiente manera:

a) Instalar un tubo de 1½ pulgada muy bien ranurado o perforado (del nivel estático hacia abajo) por dentro del tubo de perforación.

b) Adaptar un embudo especial para este tubo y proceder con la prueba en la forma descrita.

NOTA: Deben usarse las unidades:
V en metros cúbicos, h en metros, t en segundos
para lograr T en m3/seg/m.

REFERENCIAS:

(1) "Theory of Aquifer Tests"
U.S. Geological Survey
Water Supply Paper 1536-E.

(2) "Methods for Determining Permeability of Water Bearing Materials"
U.S.Geological Survey
Water Supply Paper 887.

(3) "Groundwater Hydrology" D.K. Todd

(4) "Engineering for Dams" Justin-Hinds-Creager

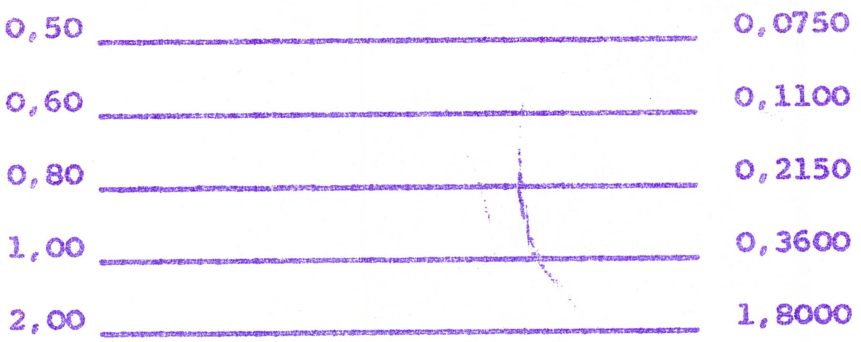
Las publicaciones (1) y (2) se obtienen del:

Superintendent of Documents,
Washington 25, D.C.

APENDICE

Coeficiente de Permeabilidad basado en el tamaño 20% que pasa (con Análisis Granulométrico) para gravas de baja densidad (o alta porosidad).

Tamaño 20% (d_{20}) en mm	K cm/seg
0,02	0,000040
0,03	0,000085
0,05	0,000280
0,07	0,000650
0,09	0,001400
0,10	0,001750
0,12	0,00260
0,14	0,00380
0,16	0,00510
0,18	0,00685
0,20	0,00890
0,25	0,0140
0,30	0,0220
0,35	0,0320
0,40	0,0450
0,45	0,0580



NOTA: No sería aconsejable usar esta tabla para materiales con un coef. de uniformidad mayor de 5.

$$\text{coef. Unif.} = \frac{d60}{d10}$$

2073 12

GOBIERNO DE VENEZUELA
FONDO ESPECIAL DE LA O.N.U.

PROGRAMA DE DESARROLLO Y ORDENACION DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

GRUPO DE HIDROLOGIA

PROCEDIMIENTOS PARA ESTUDIOS DE EVAPOTRANSPIRACION

Julio, 1964

José María Ochoa Pile
Ing. Civil

I N D I C E

I-	CONDICION MESA FREATICA CASI AFLORADA EN ARENAS.	Pág-	1
	A- Rendimiento Específico determinado con muestreos de arena.	"	1
	1- Procedimientos de Campo y Laboratorio.	"	1
	2- Cálculos	"	2
	B- Rendimiento Específico determinado <u>in situ</u> con pruebas de bombeo.	"	4
	1- Procedimientos de Campo	"	4
	2- Cálculos	"	4
	C- Determinación y Análisis de las Fluctuaciones.	"	5
II-	EVAPOTRANSPIRACION EN AUSENCIA DE UNA MESA FREATICA.	"	6
	A- Procedimientos de Campo y Laboratorio.	"	6
	B- Cálculos	"	7

PROCEDIMIENTOS PARA ESTUDIOS DE EVAPOTRANSPIRACION

I- CONDICION DE MESA FREATICA CASI AFLORADA EN ARENAS.

Ejemplo: Grandes bosques hígrófilos alvéolo del Río Turbio en Titicare, cerca de Barquisimeto.
Otros sitios: Confluencia Ríos Claro y Turbio, etc.

Método: Análisis de Fluctuaciones de W.N. White para lo cual deben conocerse:
-Las Flutuaciones diarias de la mesa.
-El "Rendimiento Específico" o % que drena (por volumen) de la arena.

Procedimiento:

En una zona de extensos bosques con mesa freática casi aflorada y condición de acuífero libre procédase a determinar el "Rendimiento Específico" medio de las arenas.
Obténgase y analícense las fluctuaciones horarias diarias de la mesa.

A- Rendimiento Específico determinado con muestreos de la arena.

1. Procedimientos de Campo y Laboratorio:

a) Tomar un gran número de muestras de arena clavando un cilindro de diámetro 6" por - 30 cms en el lecho aluvial del río (Ver. Figura No. 1). Se debe conocer el -----

peso del cilindro y del tapón de caucho con la válvula de cobre que se colocará como sello en el fondo. Peso(W_1)

b) Clavar el cilindro 15-20 cms. (lo más que se pueda) en las arenas y gravas.

c) Retirar el cilindro del suelo, colocar tapón de caucho y determinar volumen de arena midiendo por dentro. Pesar el cilindro con la arena Peso: (W_2)

d) Llenar el cilindro con agua de abajo para arriba muy lentamente, insertando una goma o tubería plástica "Tygon" (de uso en cirugía.)

e) Cuando el agua aflore en la muestra quitar rápidamente el tubo plástico e insertar un taponcito en el orificio; pesar el cilindro con la arena saturada. Peso (W_3).

f) Abrir la pequeña válvula de arena y dejar que drene el agua. Pesar de nuevo el cilindro.

Peso: ($W_3 - W_2$) = (W_w) = Peso del agua drenada

g) Colocar el cilindro en una estufa graduada para secar a 105° C. por 1-2 horas.

h) Pesar de nuevo el cilindro. Peso (W_5)

2. <u>Cálculos:</u>

a) Tara del cilindro, Tapón, etc. = W_1

b) Cilindro con Arena Húmeda = W_2

c) Volumen Arena = V

d) Cilindro con Arena Saturada = W_3

e) Peso del agua que drena
= $W_3 - W_2 = Ww$

f) Conocido Ww reducir a volumen drenado, V_D
1 gramo agua = 1 cc (o medir en una probeta)

g) Peso de la arena seca
= $W_5 - W_1 = Ws$

h) Porosidad de la arena, n

$$n = 1 - \frac{\text{Peso arena seca en gramos}}{\text{Volume arena en cc} \times 2,65} = 1 - \frac{Ws}{V \times 2,65}$$

"Capacidad de campo" (inmediata) de la arena.
También se conoce por "retención específica"

$$\text{"Retención Específica"} = \frac{(V.n) - V_D}{V}$$

j) El "Rendimiento Específico"

$$= \frac{V_D}{V} \times 100$$

B- Rendimiento Específico in situ con prueba de bombeo.

1. Procedimientos de Campo

a) Instalar un pozo de 6" y de unos 6-8 metros de profundidad en lecho del río.

b) Colocar 4 líneas de pozos de observación a radios de 1 metro, 5 metros, 15 metros y 25 metros (Ver. Figura 2)

c) Colocar una bomba que puede ser una centrífuga de bajo caudal (4-5- lit/seg) en el pozo central. NOTA: Buscar una bomba con una curva de operación tal, que el caudal varíe poco al cambiar el nivel de bombeo.

d) Prender la bomba y anotar los aforos, baja de niveles en los pozos de observación y la hora en forma continua. NOTA: Instalar un vertedero triangular de cresta afilada para los aforos.

e) Concluir el experimento cuando el radio de influencia del bombeo (abatimiento) llegue a la línea de 25 metros.

2. Cálculos

a) Usando los datos tiempo-aforos calcular el volumen bombeado.

= Volumen drenado = V_D

b) Dibujar el cono de bombeo desarrollado y calcular su volumen V.

c) Rendimiento Específico, como antes

$$= \frac{V_d \times 100}{V}$$

C- Determinación y Análisis de las Fluctuaciones

Esta es la esencia del método de White. Consiste esencialmente en lo siguiente:

1. Instalar un limnígrafo de registro contínuo.

2. Observar las fluctuaciones diarias.

3. Considerar que la recuperación de la mesa entre las 11 p.m y las 4.30 a.m puede usarse como "guía" para evaluar los efectos que se deben al consumo de agua en el resto del tiempo cuando ocurre actividad fotosintética. (Ver. Fig. 3)

4. Para una diferencia de ordenadas correspondiente a un período de observación de 24 horas multiplicar por el Rendimiento Específico (% de la ordenada que representa agua drenada) para tener así el uso consuntivo por evapotranspiración, según ecuación de la Figura No. 3
   NOTA: Aquí el uso consuntivo corresponde a la máxima evapotranspiración potencial, ya que no hay limitación alguna en la humedad disponible para el uso de la planta.

II EVAPOTRANSPIRACION EN AUSENCIA DE UNA MESA FREATICA

Este es el caso más común en que la vegetación se nutre de la "franja capilar" con agotamiento gradual de la "capacidad de campo" o humedad retenida en los suelos.

Aquí puede darse una limitación en el uso de agua por la planta, ya que en la medida en que aumenta la succión requerida para la extracción del agua intersticial, se dará una remoción menos eficiente. Por lo tanto, aquí no habrá una "evapotranspiración potencial", como función de ambiente, sino más bien un 'uso consuntivo' como función de eficiencia de extracción de agua del suelo.

A- Procedimientos de Campo y Laboratorio.

1. Con una sonda Willardson-Taylor para muestreo no perturbado tomar muestras de suelo a niveles de:

SUPERFICIE:

0,10 metros
0,25 "
0,50 "
1,00 "
1,50 "
2,00 "
2,50 "

2. Remover la muestra en el campo y pesarla en seguida con una balanza de precisión.

3. Secar la muestra a 105° C. durante 3 ó 4 horas.

4. Determinar el peso seco al sacarlo del horno (Nota: si no se hace en seguida la muestra se satura parcialmente, tomando humedad del aire).

B- Cálculos

1. Conociéndose el volumen de la muestra - (por el saca núcleos Willardson-Taylor) calcular el contenido de agua en % por peso de suelo seco

$$w = \frac{Ww}{Ws}$$

Ww = Peso del Agua = Diferencia entre muestra húmeda y muestra sacada del horno.

Ws = Peso muestra sacada del horno. (restar tara del receptáculo)

2. Calcular la porosidad como antes conociéndose V el volumen de la muestra.

$$\text{Porosidad, } n = 1 - \frac{\text{Peso Seco}}{\text{Volumen} \times 2{,}65}$$

NOTA: Conviene chequear la densidad real (también llamada Gravedad Especffica) de la fase sólida del suelo - para ver si es 2,65 el valor medio en casi todos los suelos.

3. Calcular relación de vacíos e

$$e = \frac{\text{Volumen vacíos}}{\text{Volumen sólidos}} = \frac{Vv}{Vs} = \frac{n}{1-n}$$

4. Calcular saturación de los poros por ecuación

$$S = \frac{WG}{e}$$

S = Saturación, G = Dens.Real = 2,65

5. Con los datos obtenidos preparar tablas de reducción de la humedad (uso consuntivo) - para las siguientes condiciones del año.

   a) Días sin lluvia en época de lluvias

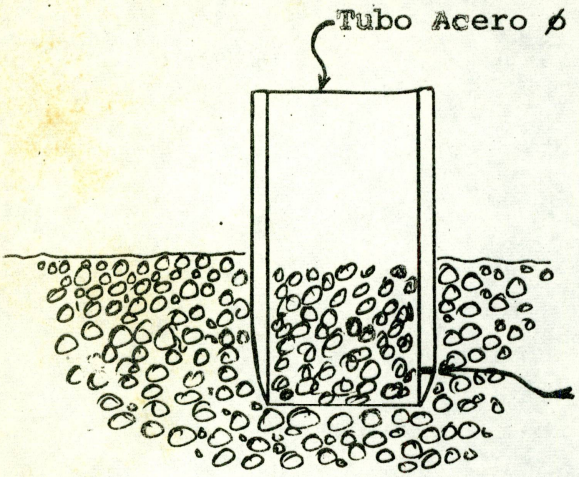
   b) Días de lluvia menor de 5 mm en época de lluvias.

   c) Días de lluvia mayor de 5 mm en épocas de lluvia (se supone que en estos días no - debe haber mucho consumo más bien renovación de humedad del suelo).

   d) Días de la época de sequía

   e) Con un muestro de las condiciones típicas y conociéndose el número de días del año que corresponde a cada coeficiente, calcular el uso de agua anual.

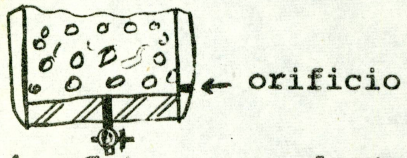
JMOP/lgr



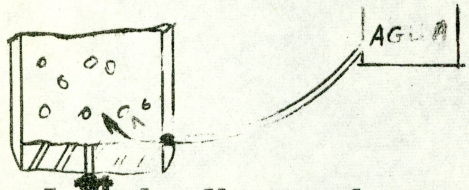
1. Clavar a golpes en la arena penetrar 15-20 cms. (lo más que se pueda)

2. Socavar a los lados y enrasar la arena con el fondo del tubo (Que quede bastante pareja, evitar que se salga)

3. Insertar tapón bien ajustado provisto de una pequeña - válvula de cobre



4. Saturar muy lentamente la arena de abajo para arriba mediante un tubo plástico delgado (tipo "Tygon" de cirugía) colocado en pequeño orificio lateral.

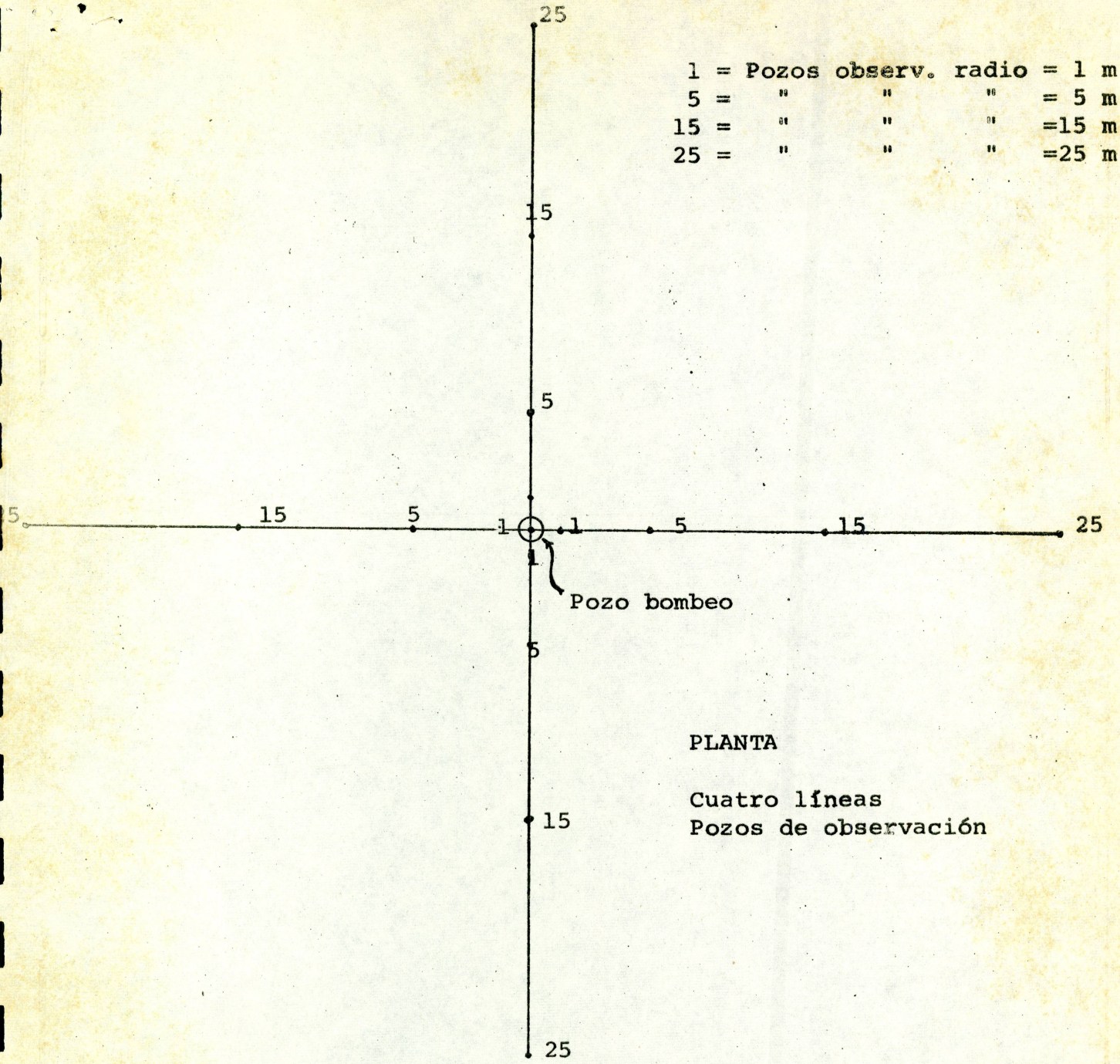


5. Al aflorar el agua quitar rápidamente el tubo plástico e insertar taponcito en orificio

6. Pesar saturado

7. Drenar abriendo válvula de cobre y pesar.

Fig. 1


1 = Pozos observ. radio = 1 m
5 = " " " = 5 m
15 = " " " =15 m
25 = " " " =25 m
25
15
5
5
15
5
1
1
5
15
25
1
Pozo bombeo
5
15
25
PLANTA
Cuatro líneas
Pozos de observación

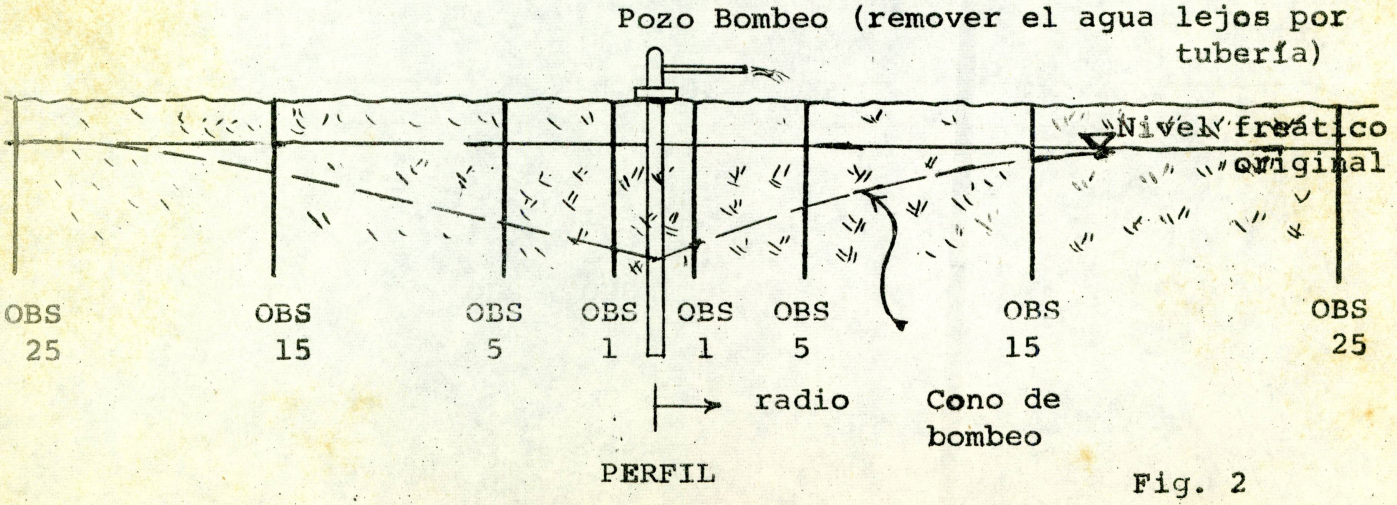
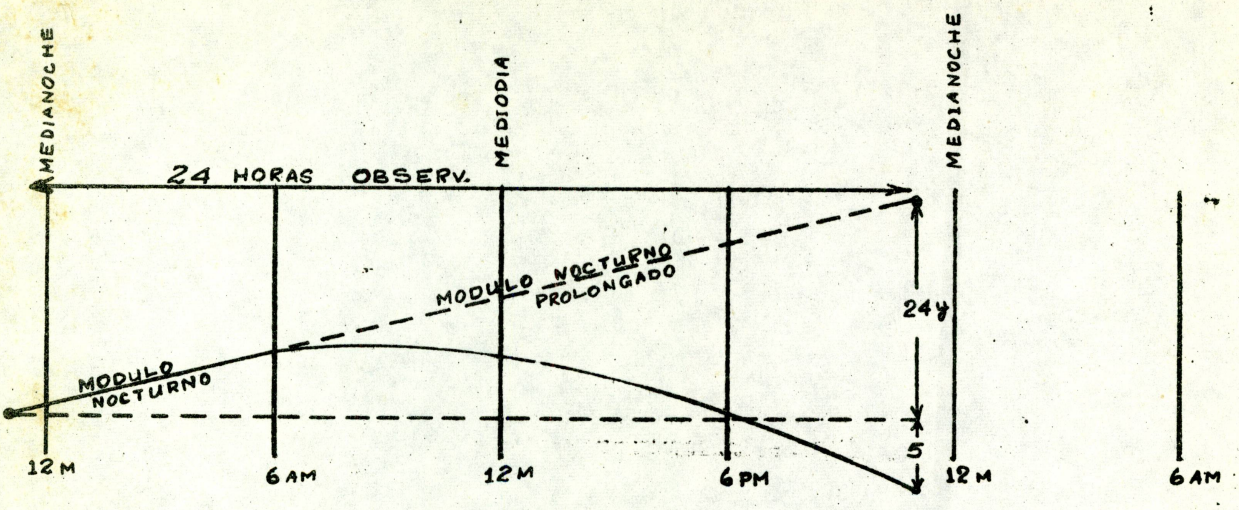

Pozo Bombeo (remover el agua lejos por tubería)
Nivel freático original
OBS 25
OBS 15
OBS 5
OBS 1
OBS 1
OBS 5
OBS 15
OBS 25
radio
Cono de bombeo
PERFIL

Fig. 2



Evapotranspiración
Método de W.N. White
Acuíferos <u>libres</u>, casi afloradas

$$Qetp = Sg\ (24\ g \pm S)$$

Sg = Rendimiento Específico
de la arena

Multiplicar por ordenada total.
En el caso dibujado, agregar "S" a 24 g. freát. está más alto que el nivel de referencia original, restar S.

Obsérvese que desde las 11 pm a las 4:30 am no hay consumo, el manto se recupera y el módulo nocturno de recuperación se usa como "línea guía" para evaluar la ordenada del consumo

Fig. 3

IMPRESIONES CBR
30-7-64 - 50

FAO - CBR
GOBIERNO DE VENEZUELA
FONDO ESPECIAL DE LA ONU

PEQUEÑO SEMINARIO SOBRE INFILTRACION.

(Infiltración uni-dimensional en los suelos; infiltración bi-dimensional de los ríos. Referencia especial al problema de recargar el río Turbio en el sector de recesión freática cerca de Barquisimeto)

Diciembre, 1964
José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil.

I N D I C E :

	Página
La infiltración definida.....	1-3
1) Infiltración Uni-dimensional..... consideraciones principales.....	4
Efecto de compresión del aire en el suelo.....	6
Prueba de infiltración..... ... Consideraciones.....	9
Morfología de Curvas infiltración ..... Suelo Homogéneo.....	11
Experimentos Infiltración.....	12
Infiltración en el laboratorio.....	13
Infiltración en el campo.....	14
Infiltrómetros de Anillo Doble.....	15
Mallas Lapalacianas.....	16
Malla de Flujo con Anillo Doble.....	20
Conclusiones.Uso de Infiltrómetros.....	21
Infiltración en suelos No homogéneos y el ..... concepto "Percolación".....	22
Superficie permeable..... Subsuelo Impermeable.....	23
Superficie impermeable..... subsuelo permeable.....	24
Indices de Eficiencia Hidrológica..... Según el U.S. Soil Conservation Service.....	25
2) Infiltración Bidimensional..... Recarga rechazada y el caso del río Turbio.....	27

FAO-CBR
Hidrología

PEQUEÑO SEMINARIO SOBRE INFILTRACION.

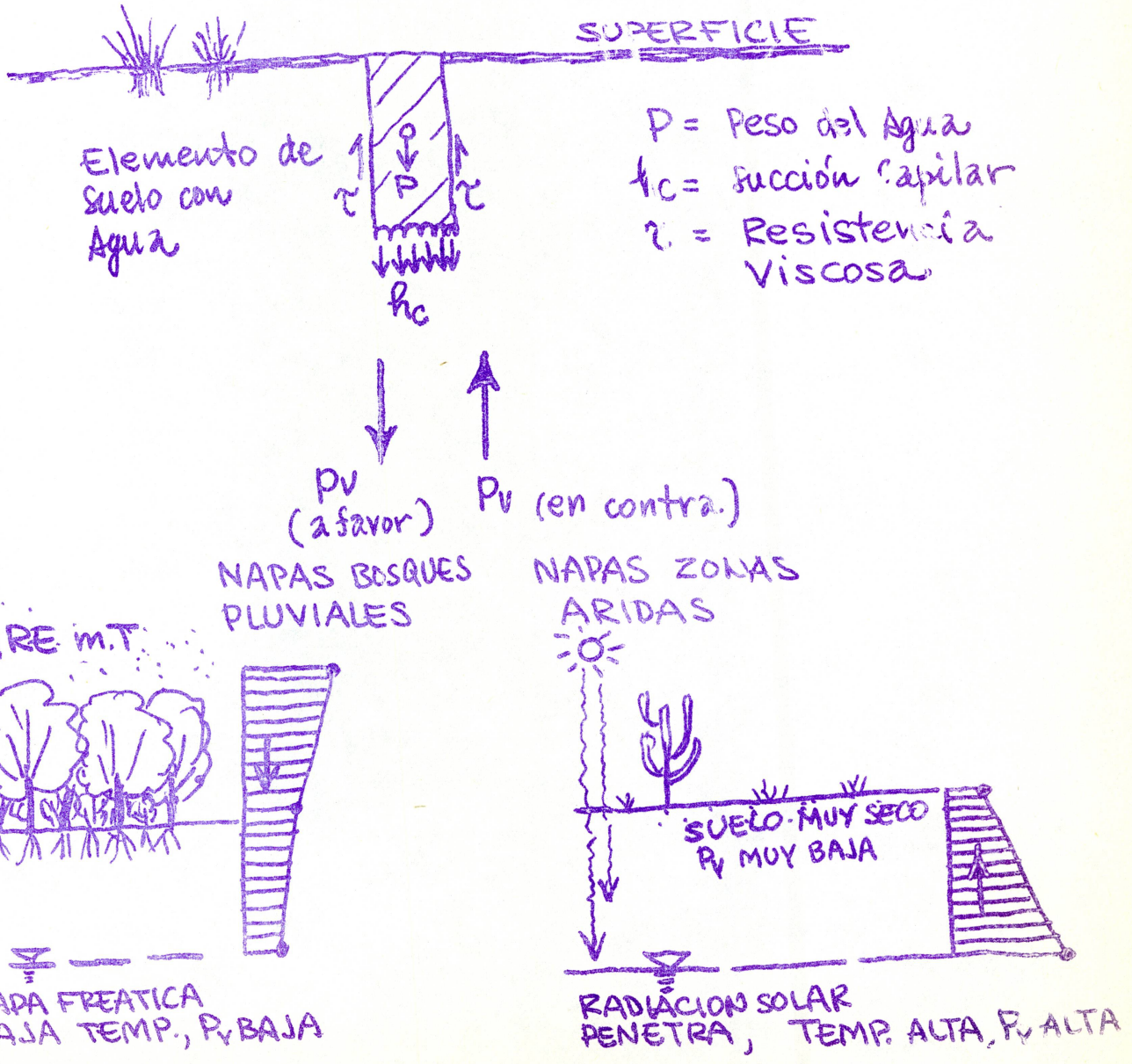
LA INFILTRACION DEFINIDA:

Por infiltración entendemos el proceso de avance del agua en el suelo en dirección generalmente vertical y hacia abajo.

El agua baja impulsada primordialmente por la acción de las fuerzas de gravedad, a las que se sumaw fuerzas capilares y en algunos gcasos, gradientes de presión de vapor. Esto último ocurre más en climas templados o en zonas donde el manto freático existe bajo un graw techo de bosques pluviales que impideu o restringeu el paso de la radiación solar al subsuelo. Entonces la capa freática existe con Temperaturas bajas y P_v tambieu baja. El aire mT (marítimo tropical)

que prevalece en el trópico tendrá en estas condiciones una presión de vapor mayor que la de la napa freática (aún estando el aire parcialmente saturado).

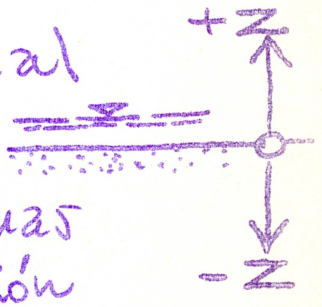
Las condiciones descritas pueden aclararse recurriendo a los croquis que siguen:



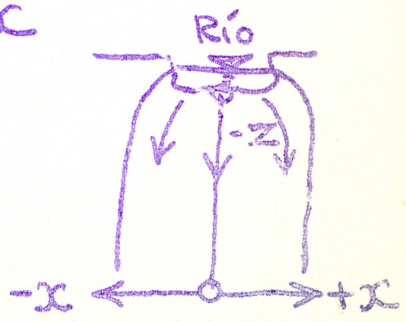
Se cree que las napas freáticas ubicadas en bosques pluviales en el trópico pueden producir un ambiente relativamente más húmedo en virtud del principio señalado. La desforestación rompería completamente este ambiente microclimático. Es posible que estos argumentos se aplican bien a zonas de selvas pluviales como Turén, Guanarito, etc.

Ahora conviene definir dos tipos generales de infiltración:

1) Infiltración Uni-dimensional
Dirección: -z
Ejemplo: La lluvia, láminas de riego o inundación



2) Infiltración Bi-dimensional
Direcciones: -z, +x, -x
Ejemplo: Infiltración de un río



1) INFILTRACION UNI-DIMENSIONAL
Consideraciones Principales.

Este proceso se rige en principio por la Ley de Darcy:

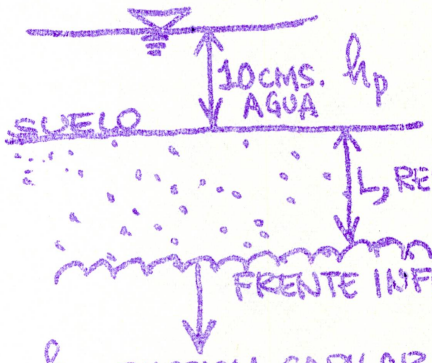
$$V = K\,i$$

V = Velocidad de avance del agua

K = Constante de Darcy o propiedad de transmitir agua que caracteriza a un medio poroso ideal. Se conoce tambien como "constante de permeabilidad" y se escribe casi siempre como cm/seg. para pendiente hidráulica = Unidad.

$$i = \text{Pendiente Hidráulica} = \frac{\text{Carga en Cms.}}{\text{Recorrido en Cms.}} = h/L$$

EJEMPLO:



h = CARGA = 10 + 10 + 50
L = RECORRIDO = 10

$$i = \frac{h}{L} = \frac{70}{10} = 7$$

Se observará que en un proceso de infiltración i disminuye continuamente y tiene las siguientes condiciones de límite:

Cuando $L = 0$ $\quad i = \infty$

Cuando $L = \infty$ $\quad i = 1$

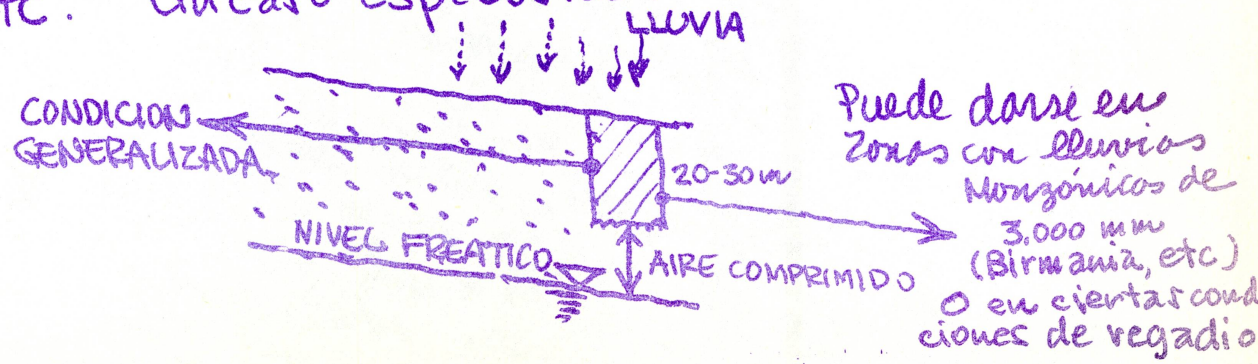
De hecho, cuando el frente ha avanzado lo suficiente digamos cuando $h_p + h_c \approx \frac{1}{10} L$ puede decirse que $i \approx 1$

Por otra parte la constante de Darcy que tiene su valor característico para un medio poroso 100% saturado se baja rápidamente, con $S = 80\%$, K se reduce 50% en las arenas. Cuando $S = 20\%$ cesa el flujo de agua en las arenas. En los suelos agrícolas con $S \approx 85\%$, K se reduce 50% y el flujo de agua cesa cuando $S \approx 50\%$. Este último valor

representaría una "capacidad de campo" (agua retenida en menisos, capilares finos, etc.) De hecho en el criterio "capacidad de campo" puede incluirse un % de humedad mayor llegando al límite en que el movimiento es casi cero.

Efecto de compresión del Aire en el Suelo

Una infiltración uni-dimensional que estuviese ocurriendo en un medio poroso ideal de extensión semi-infinita produciría compresión de la capa de aire del subsuelo y eventualmente un cierto rechazo de la infiltración. Este es un efecto pequeño que podría cobrar importancia en d localidades especiales con mucha lluvia, mesa freática profunda, etc. Un caso específico:



Para juzgar el alcance físico de este fenómeno recurrimos a la ecuación que rige la compresión elástica de los gases bajo un régimen isentrópico (no isotermo, o sea, que hay aumento de temperatura con la compresión):

$$E = -\frac{dp}{dv/v}$$

donde E = módulo de elasticidad = K p

p = presión v = volumen

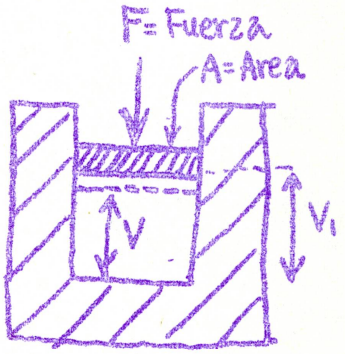
K = exponente adiabático = 1,40 para aire

Si tomamos un elemento de volumen con p = 1 ATM ≈ 1 Kg/cm² y le aplicamos una presión diferencial dp = 0,1 Kg/cm² = 1 metro lámina infiltrada tendremos

$$dv/v = -\frac{dp}{E} = \frac{0,1}{1,40 \cdot 1} = 0,071$$

habrá una contracción del volumen de aire de 7 centésimas. Para el caso de 2m de lámina tendríamos 1,4 décimas.

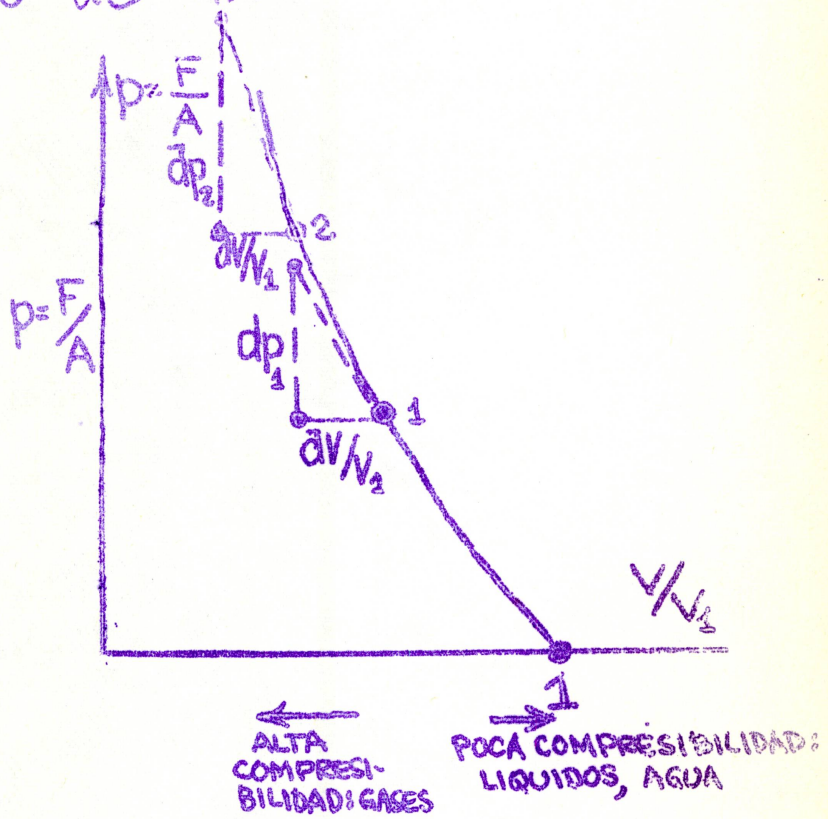
Se vé que para infiltraciones profundas (uni-dimensionales) este efecto debe tenerse a la vista. Obsérvese que una vez producida, la compresión E aumenta debido a que p aumenta de manera que para un mismo incremento de lámina de agua dp disminuye y dV/V_1 es progresivamente menor. Bajo ciertas condiciones puede darse muy bien un rechazo de la infiltración



$p = \frac{F}{A}$

V_1 = Vol. Orig

V = Vol. Comprimido



Obsérvese que en la medida en que p aumenta, para lograr un mismo volumen de infiltración dV/V_1 se necesita mayor presión dp ($dp_2 > dp_1$ para dV/V_1 = constante)

Pruebas de Infiltración

Las pruebas de infiltración arrojan resultados consistentes en función de la homogeneidad del medio poroso:

- Textura sensiblemente igual
- Porosidad igual

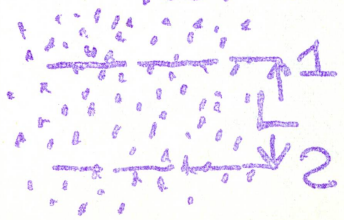
Como quiera que la capilaridad de un suelo varía según la saturación de los poros, la succión capilar h_c dependerá del contenido de agua, w

$$w = \frac{\text{Peso del agua de la muestra}}{\text{Peso seco de la muestra}}$$

o sea que w = Peso agua como % Peso Seco

El flujo por efectos puramente capilares puede definirse así:

$$\text{Vel. } V = K_u \frac{\text{Succión}_1 - \text{Succión}_2}{L}$$



K_u = Constante de Darcy con Saturación Parcial

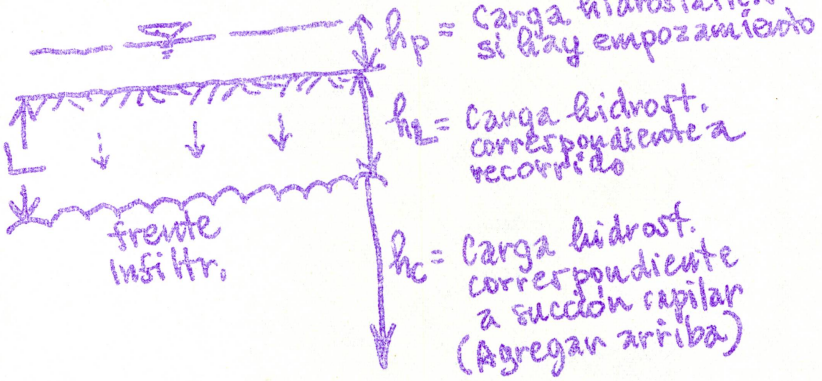
Al iniciarse un período de lluvias en un suelo seco, la infiltración tendrá valores muy altos en virtud de los dos factores:

1) Succión, h_c representa una carga hidróstática elevada que puede ser más de un metro

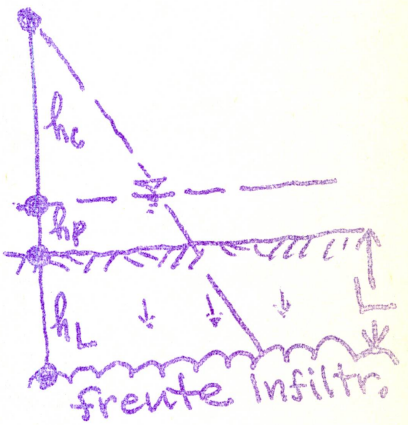
2) La pendiente hidráulica "i" tiene valores altos

Veamos la situación inicial:

situación de facto en el campo



Equivalente hidrostático:

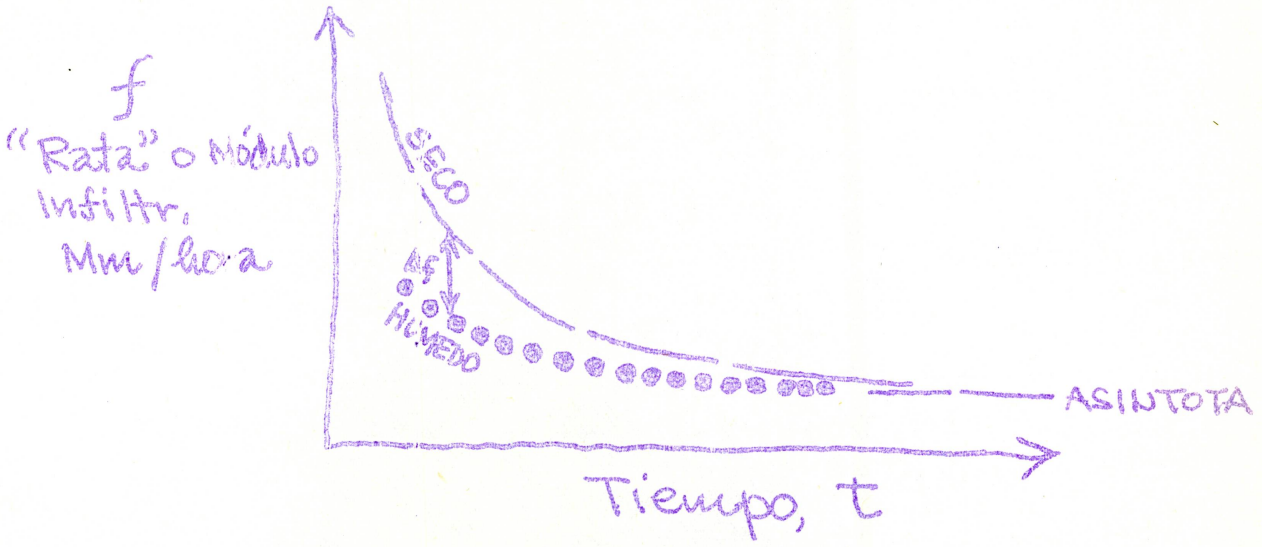


$$i = \frac{h_c + h_p + h_L}{L}$$

El factor h_c es muy grande inicialmente y se reduce rápidamente en la medida en que el suelo se va humedeciendo con lluvias sucesivas.

Morfología de Curvas de Infiltración en Suelo Homogéneo:

SUELO SECO Y SUELO HUMEDO:



Comentarios:

a) Δf representa el efecto Δsuccion (eliminación de la succión capilar)

b) La morfología de la curva húmeda representa el efecto de la pendiente hidr. "i". Cuando t es grande, L es grande y $h/L \approx 1$

c) Para grades valores de t y L, f será igual para las dos curvas

Este es el comportamiento usual que se observa en los experimentos de infiltración.

En suelos muy arcillosos podría darse un efecto de hinchazón o esponjamiento de partículas arcillosas con el tiempo (que equivaldría a aumentar la resistencia = disminución de "i"). Se ha sugerido que, tambien con el tiempo, se puede lograr mucha actividad bacterial y los esporos de bacterias muertas pueden progresivamente taponar los poros (tambien igual a disminución de "i")* Esto podría ser particularmente cierto en suelos muy sulfatados, donde se sabe que las bacterias sulforeductoras (Desulfovibrio, etc) suelen proliferar en presencia del agua.

(* LA COMPRESION DEL AIRE DEL SUELO PAG. 7-8 TAMBIEN PUEDE CONSIDERARSE COMO OTRO EFECTO DE ESTOS, EN EL CASO DE INFILTRACIONES PROFUNDAS)

EXPERIMENTOS INFILTRACION

Para los efectos de experimentos de infiltración debe reconocerse que en el caso de suelos agrícolas las muestras de suelo tanto las que se usen en el laboratorio como las que están "in situ" en lotes de experimentación representan

suelo igualmente perturbado.

En cambio, si se quiere experimentar con suelos naturales de bosques y praderas (suelos no arados, no roturados) habría que depender más de los resultados de experimentos en el campo.

Infiltración en Laboratorio

Preparar un cilindro de vidrio de 2 ó 3 pulgadas de diam. con porosidad representativa de la porosidad de campo; observar tiempo y profundidad de penetración.
Tabular valores segun un parámetro dimensional X,

$$X = \frac{z \text{ (cms)}}{\sqrt{t} \text{ (minutos)}}$$



A) Para experimentar efectos riego aplicar una lamina fija por mucho tiempo

B) Para experimentar efectos lluvia hay que trabajar con módulos horarios (Intensidad) y con tiempo de aplicación (Cantidad)

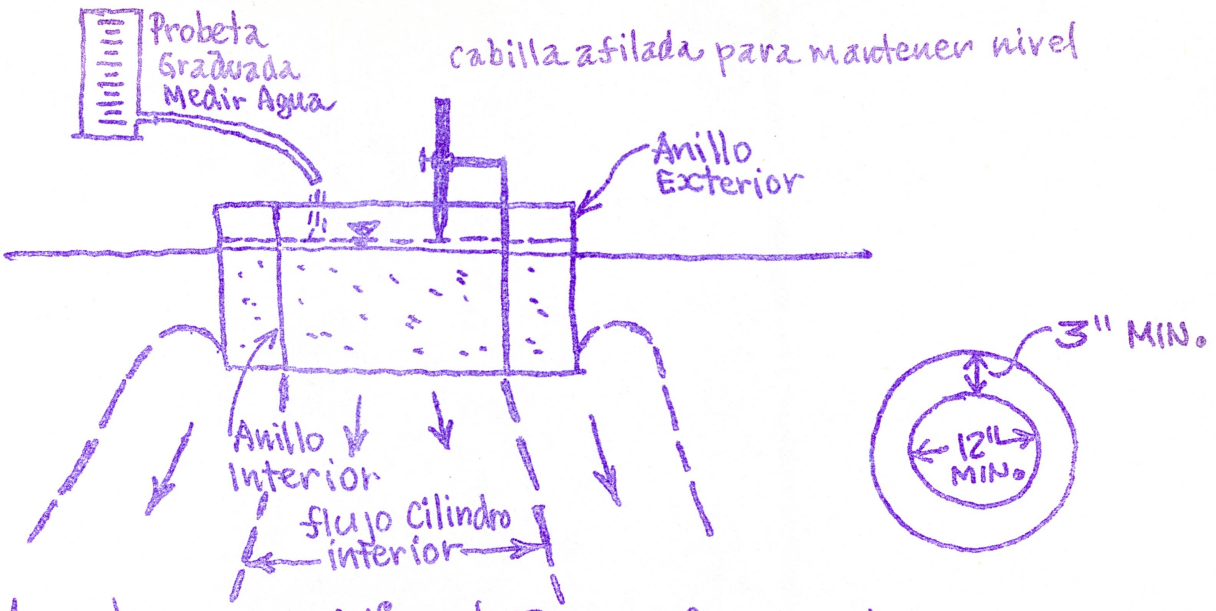
Infiltración en el Campo

(Métodos indispensables para estudiar la infiltración en suelos de bosques y praderas, etc., o sea, en suelos no agrícolas) Evidentemente, aquí se persigue más que todo el estudio de la infiltración pluvial.

1) Con sondas saca-núcleos (del tipo Willardson-Taylor, por ejemplo) tomar núcleos no perturbados y ver "ω" contenido de agua. con prof. y tiempo despues de la lluvia

2) Instalar pozos de observación llanos y seguir la migración de la humedad con un contador neutrónico despues de las lluvias (la Chicago-Nuclear Corporation fabrica un tipo muy práctico) OJO: Manejo muy peligroso --- radiación gamma

3) Experimentos con Infiltrómetros de Anillo doble:



- Mantener Nivel de referencia en los dos anillos

- Tomar Tiempo y medir cm^3 aplicación Reducir a h (cms. lineales)

- Hacer las aplicaciones a intervalos suficientemente cortos 1-2-3 minutos de manera que

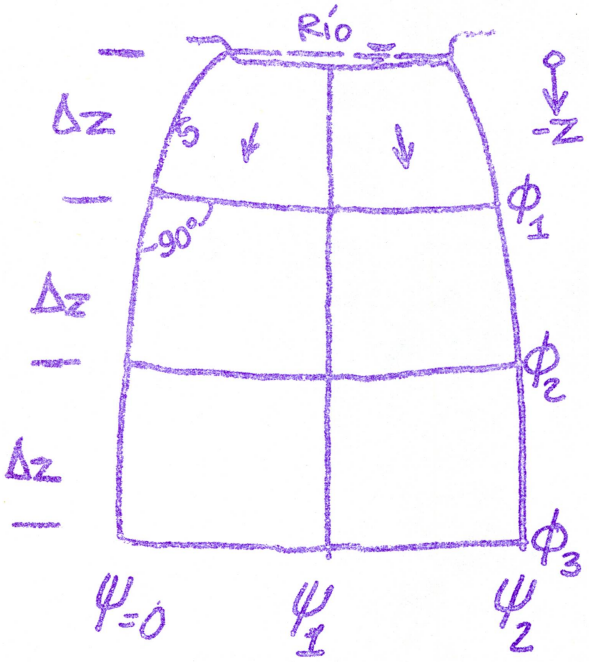
$$\frac{\Delta h}{\Delta t} \approx \frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{\partial z}{\partial t}$$

- Los tubos deben ser de acero delgado y puntas biseladas para perturbar lo menos posible el suelo.

- En suelos duros y secos, saturar el suelo muy bien antes de clavar los cilindros. Se puede dejar que el suelo seque, si se quiere probar "f" suelo seco, pero es más importante probar con suelo húmedo, condición que, por otra parte, favorece la eficiencia del experimento según veremos.

Vamos a analizar el flujo de los infiltrómetros recurriendo a mallas laplacianas.

MALLAS LAPLACIANAS:



(CASO BI-DIMENSIONAL)

Condiciones

ϕ = Línea Equipotencial $= \frac{P}{\gamma} + z = H + z$ donde H es una carga hidrostática en la superficie (si la hay)

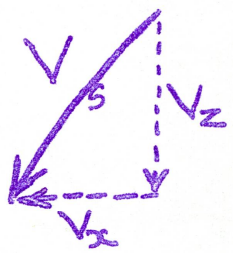
ψ = Línea de flujo. Entre dos líneas de flujo adyacentes circula un gasto Q igual

- Líneas de flujo y líneas equipotenciales deben intersectarse a 90°
- Caídas Δz iguales
- Flujo no rotativo: $\frac{\partial v_x}{\partial z} = \frac{\partial v_z}{\partial x}$

- Velocidad de avance del flujo a lo largo de una línea ϕ cualquiera. con longitud s:

Ley de Darcy, $V = K \frac{\partial \phi}{\partial s}$

Componentes horizontales y verticales de la velocidad en un medio poroso homogéneo:



$$V_x = K \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$V_z = K \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

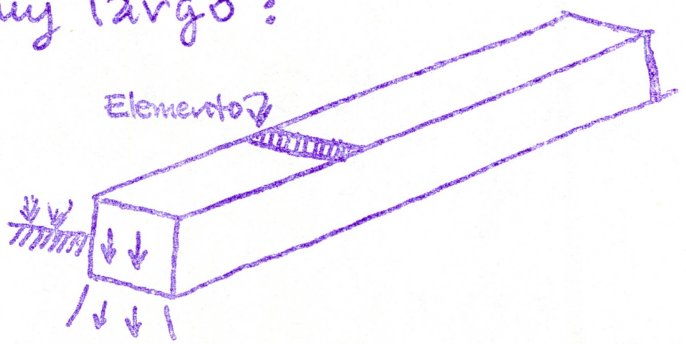
Gasto total para una malla de flujo laplaciana:

$$Q = K \cdot h_l \frac{N_f}{N_h}$$

K = Constante de Darcy.
h_l = Pérdida de carga total hasta la última equipotencial
N_f = Número de vías de flujo (entre dos líneas de flujo)
N_h = Número de caídas equipotenciales

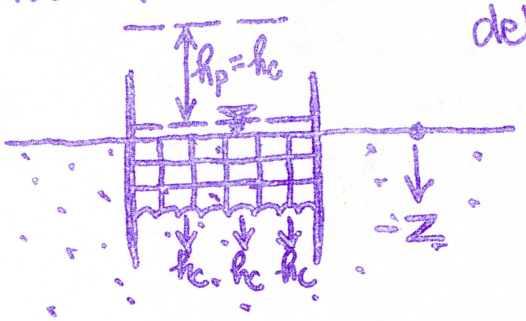
En la malla de la página anterior,
$N_f = 2$ $N_h = 3$ y h_l = Dist. vertical desde la superficie del río hasta equipot. ϕ_3

Vamos a considerar la infiltración de los infiltrómetros mediante mallas laplacianas, pero analizando el proceso como si estuviese ocurriendo en un elemento unitario de un cajón de infiltración muy largo:

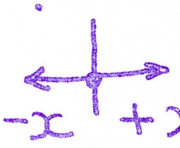


Condición de suelo Homogéneo, seco.

Comienzo de la infiltración y mientras la infiltración avanze confinada dentro del cilindro, movimiento uni-dimensional, dirección -z únicamente

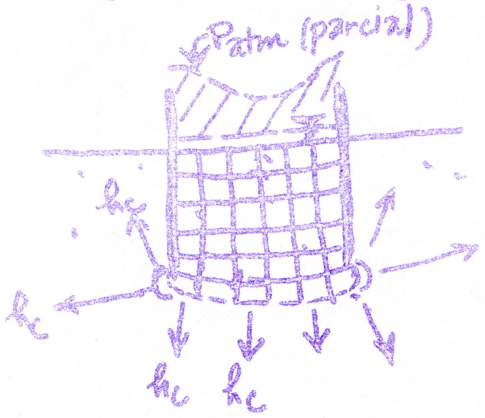


$$\frac{\partial v_x}{\partial z} = 0$$



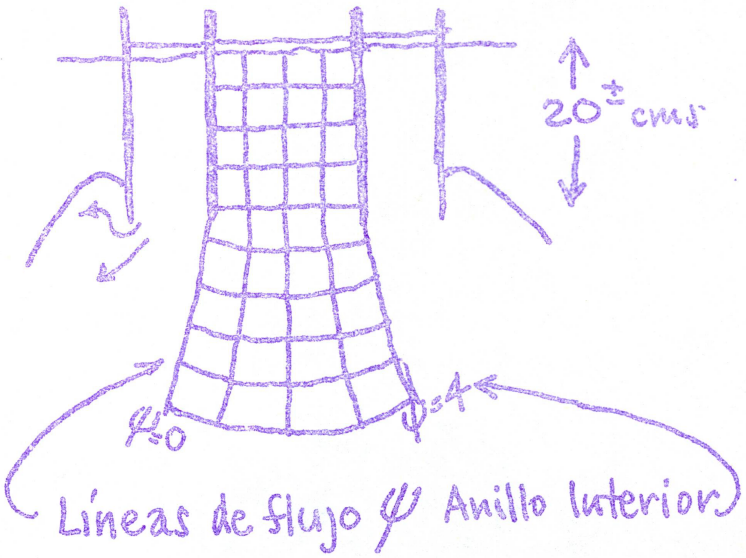
La succión capilar h_c precede el frente de infiltración y tiene un efecto uniforme por unidad de superficie. Equivale a tener una lámina más profunda en la superficie, con una presión hidrostática equivalente a h_c

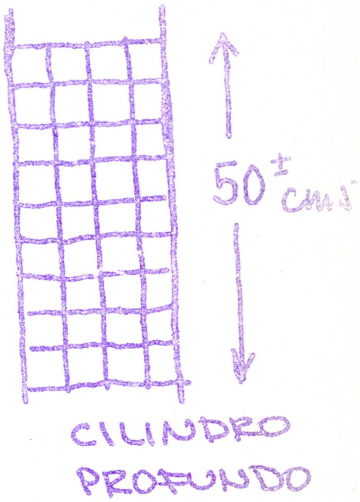
Al salir el frente de infiltración del cilindro de infiltracion (o caja de infiltr. en este caso) las fuerzas capilares obrarán en sentido horizontal y en sentido +z, o sea, que habrá una tendencia a evacuar la zona inferior del cilindro. Por lo tanto la presión atmosférica pasará a gravitar (parcialmente) sobre la lámina de agua, acelerando la infiltración, constituyéndose así un sifón capilar invertido:



Vemos entonces que el uso de un solo cilindro, en condiciones de suelo seco, resulta en un cierto error, ya que el proceso de infiltración se ayuda por la tendencia de evacuar las orillas. Para obviar este inconveniente se recurre al uso del anillo doble.

Malla de Flujo con el Anillo Doble:





El anillo exterior sufre las deformaciones sensibles de la línea de flujo exterior causadas por las fuerzas capilares. Las líneas de flujo exterior del anillo interior ($\psi=0$, $\psi=$ llevarán una ligera curvatura, pero la malla de flujo será igual a la que se logra hincando un cilindro más profundo en el suelo.

El movimiento fuera del cilindro es ligeramente bi-dimensional, de manera que aunque la permeabilidad horizontal K_x fuese algo distinta de K_x, el experimento

se vería afectado en grado muy pequeño.

CONCLUSIONES - USO DE INFILTROMETROS:

1. Las fuerzas capilares tienden a aumentar la infiltración, si se usa un solo cilindro con suelo seco.

2. En suelos húmedos se podría usar un solo cilindro sin mayor error.

3. El uso de dos cilindros equivale a tener el suelo aislado con un cilindro profundo y en suelos homogéneos pueden efectuarse pruebas de infiltración hasta 60 ú 80 cms., clavando el anillo unos 20-25 cms en la superficie.

4. Si K_x difiere de K_z el error resultante es pequeño ya que casi todo el movimiento se produce en la dirección $-z$.

INFILTRACION EN SUELOS NO HOMOGENEOS Y EL CONCEPTO "PERCOLACION"

Es muy normal que la capa superior de suelo tenga una permeabilidad (y capilaridad) distinta de la de la capa inferior. Surge entonces un fenómeno de variaciones abruptas en el gasto de la infiltración y por convención general se denomina

INFILTRACION - El gasto en la medida que se vé afectado por la capa superficial

PERCOLACION - El gasto en la medida en que se vé afectado por la capa inferior.

Los espectros de las curvas de infiltración estan íntimamente relacionados a la disposición de las capas de suelo.

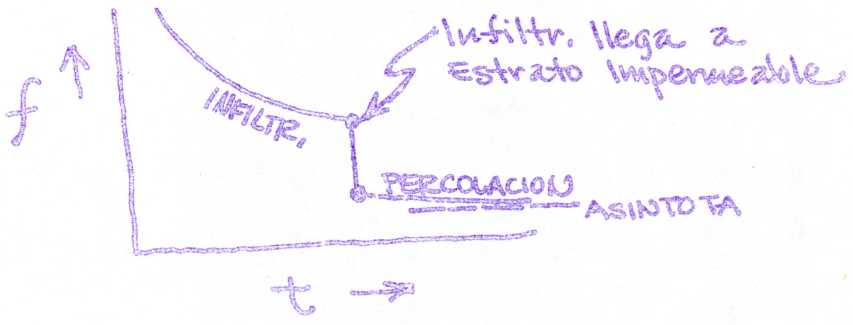
Veamos los casos característicos:

A - SUPERFICIE PERMEABLE SUBSUELO IMPERMEABLE

A_1 Capa de Superficie Gruesa

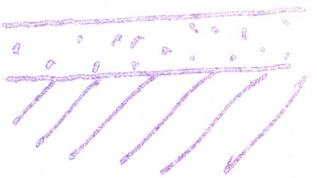


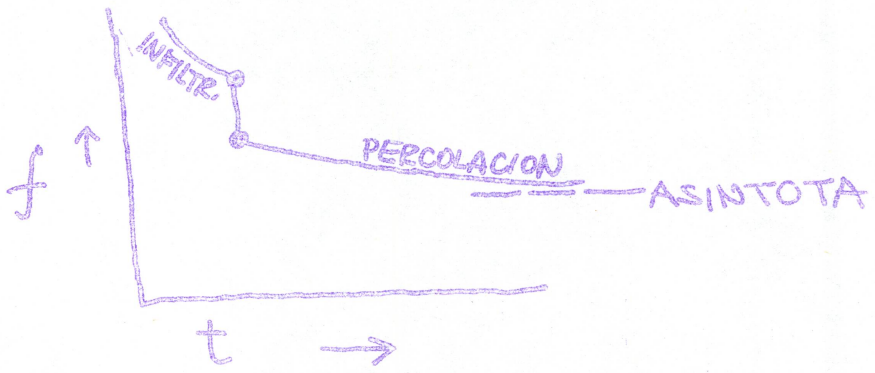
Curva Infiltración Teórica



Para suelo húmedo la morfología general de la curva será igual, pero con valores más bajos de "f".

A_2 Capa de Superficie Delgada

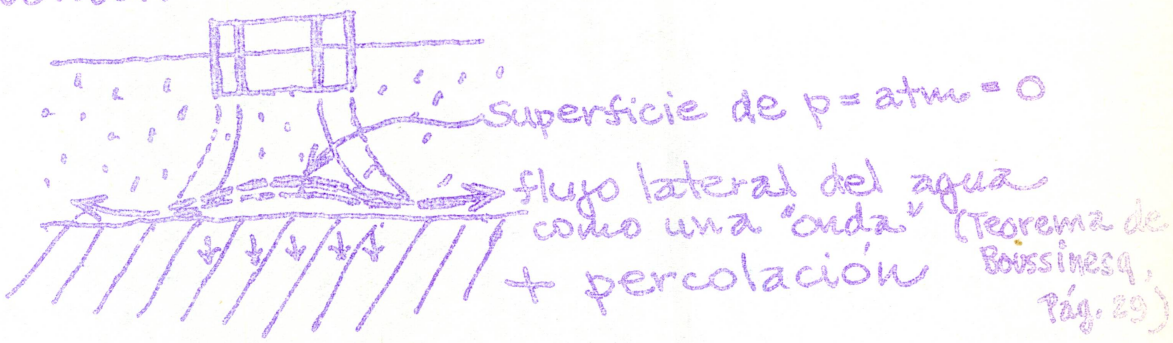




En capas muy delgadas f superficial podría pasar desapercibida.

OBSERVACION ADICIONAL CON RESPECTO AL CASO A1

La curva de infiltración dibujada se daría únicamente en el caso de que el infiltrómetro lograse penetrar la totalidad de la capa permeable. En el caso contrario, (penetración parcial del infiltrómetro) se dará un fenómeno físico no asociado a un proceso de infiltración unidimensional:



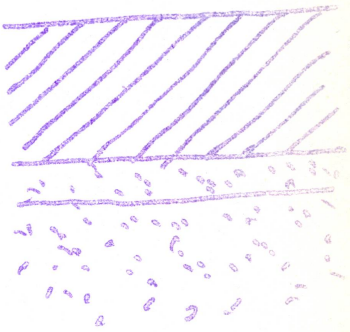
Evidentemente, aquí lo único que se puede hacer es:

1) Usar la curva hasta el estrato impermeable

2) Excavar hasta el estrato impermeable, clavar allí el infiltrómetro y tomar la curva de infiltración resultante (f muy baja) para agregarla como una curva de percolación. Es decir, lograr la curva A1 en dos etapas separadas.

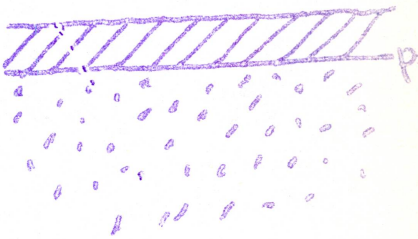
B- SUPERFICIE IMPERMEABLE SUBSUELO PERMEABLE

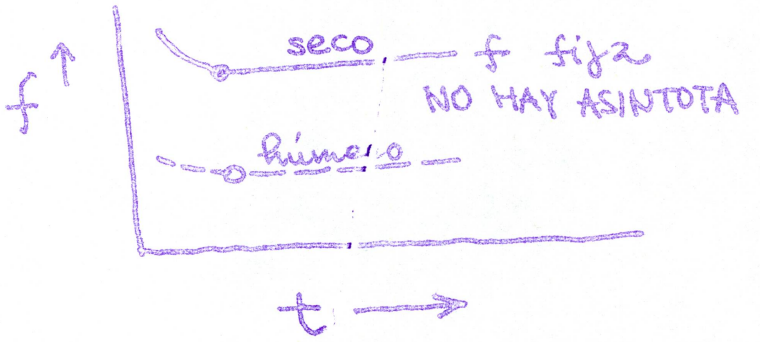
B_1 Capa de superficie Gruesa





B_2 Capa de superficie delgada



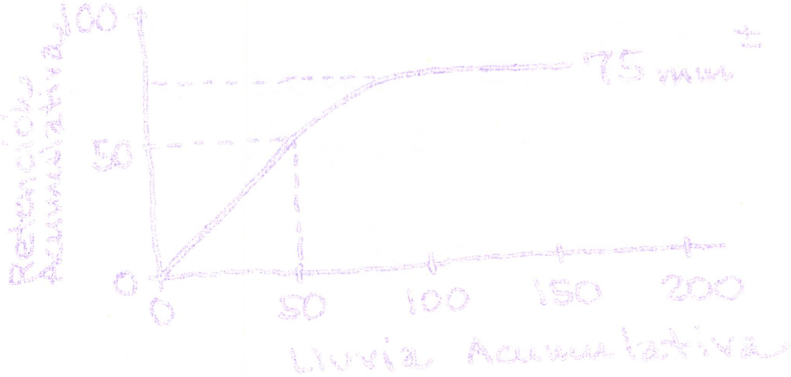


En ambos casos toda la presión hidrostática se disipa en la capa superficial. En la interfase de los dos suelos se tendrá una condición presión = atm. = 0.

Para suelos húmedos habría valores f más bajos con la misma morfología general de curva.

OBSERVACION MUY IMPORTANTE:
APLICABLE A CLIMAS FRIOS, LLUVIO-
SOS Y AMBIENTES MONTAÑOSOS QUE
LLENAN ESTAS CONDICIONES.
(ESENCIALMENTE: SUBSUELO SATURADO)

En la publicación No. 15 de la serie "Control de Inundaciones" de la ONU, el Servicio Hidrológico del Japón incluye un gráfico de lluvia acumulativa contra retención acumulativa para las zonas montañosas del Japón:



* Puede darse también en suelos arcillosos, altamente impermeables, etc.

Obsérvese que aquí la "eficiencia hidrológica" (ver Páginas 25-26) es 100% hasta un cierto límite e implica saturación rápida del humus, capa vegetal, etc., a partir de ese punto el suelo no acepta más agua, $f = 0$ y la escorrentía = 100% con gran peligro de inundaciones

ESPECTRO DE ESTA INFILTRACION



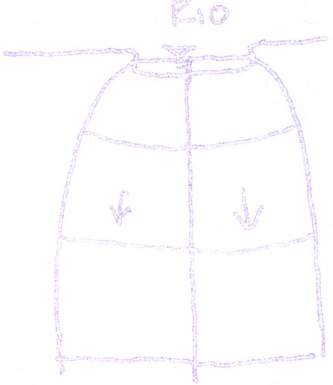
Tabla para una Clasificación de la Tierra segun la Eficiencia Hidrológica

	Cobertura del Suelo Grupo 1	Cobertura del Suelo Grupo 2	Cobertura del Suelo Grupo 3	Cobertura del Suelo Grupo 4
Suelos Grupo A	Suelos altamente permeables de gran profundidad, cubiertos con bosque denso o humus con hierbas alta. INDICE 100.	Suelos altamente permeables de gran profundidad, cubiertos con medio o poco bosque con alguna hojarasca, pastizales y humus no arado de hierbas cortas, tierra cultivada con cubierta sólida de vegetación. INDICE 80.	Suelos altamente permeables de gran profundidad, cubiertos con bosque mutilado, pastizales con sobre pastoreo y tierras cultivadas con cubierta parcial de vegetación. INDICE 30.	Suelos altamente permeables de gran profundidad, esencialmente desnudos. INDICE 30.
Suelos Grupo B	Suelos menos permeables, profunda a mediana profundidad, cubierto con bosque denso humus con hierbas alta. INDICE 80.	Suelos menos permeables, profunda a mediana profundidad, cubierto con bosque mediano o poco con alguna hojarasca, pastizales y humus no arado de hierba corta, tierra cultivada con cubierta sólida de vegetación.	Suelos menos permeables, profunda a mediana profundidad, con bosque mutilado, pastizales con sobre pastoreo y tierras cultivadas con cubierta parcial de vegetación. INDICE 30.	Suelos menos permeables, profunda a mediana profundidad, esencialmente desnudos. INDICE 20.
Suelos Grupo C	Suelos de permeabilidad limitada y suelos poco profundo, cubiertos con bosque denso humus con hierbas altas. INDICE 60.	Suelos de permeabilidad limitada y suelos poco profundo, cubiertos con bosque mediano o poco con alguna hojarasca, pastizales y humus no arado de hierba corta, tierra cultivada con cubierta sólida de vegetación. INDICE 40.	Suelos de permeabilidad limitada y suelos poco profundo, cubierto con bosque mutilado, pastizales con sobre pastoreo y tierras cultivadas con cubierta parcial de vegetación. INDICE 20.	Suelos de permeabilidad limitada y suelos poco profundo, esencialmente desnudos. INDICE 10.
Suelos Grupo D	Suelos altamente resistentes a infiltración y suelos muy poco profundo, cubiertos con bosque denso humus con hierbas alta. INDICE 30.	Suelos altamente resistentes a infiltración y suelos muy poco profundo, cubiertos con bosque mediano o poco con alguna hojarasca, pastizales y humus no arado de hierba corta, tierra cultivada con cubierta sólida de vegetación. INDICE 20.	Suelos altamente resistentes a infiltración y suelos muy poco profundo, con bosque mutilado, pastizales con sobre pastoreo y tierras cultivadas con cubierta parcial de vegetación. INDICE 10.	Suelos altamente resistentes a infiltración y suelos muy poco profundo, esencialmente desnudos. INDICE 10.

2) INFILTRACION BI-DIMENSIONAL

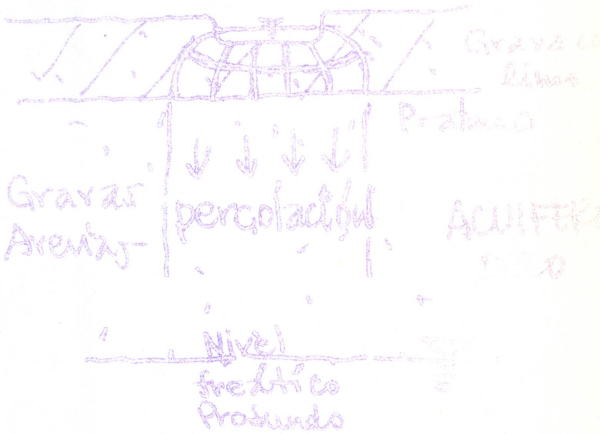
Aquí tenemos esencialmente el proceso de infiltración que se dá en los ríos y vamos a referirnos al proceso de infiltración (recarga en este caso) que se está dando en el río Turbio.

CASO A
Suelo Homogéneo



(CASO BI-DIMENSIONAL)

CASO B:
Suelo Superficial de Baja Permeabilidad

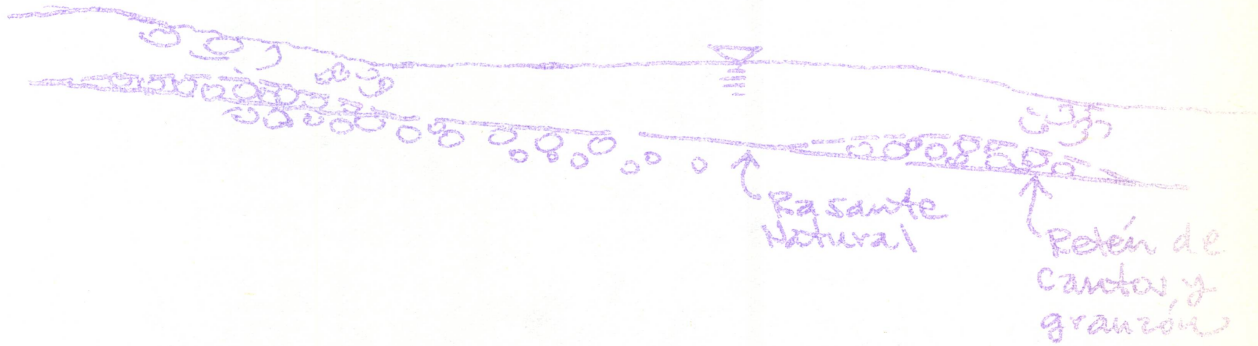


CASO DEL TURBIO EN BARQUISIMETO

Puede verse claramente que si se quiere aumentar la infiltración del río para que guarde más agua en el acuífero seco (el caso del Turbio

en Barquisimeto) basta ensanchar el cauce del río para que la malla de infiltr. sea más ancha con más caudal.

Esto puede hacerse regando el río en base a un trabajo de muros o retenes de grava y cantos rodados hechos con bulldozer (y mantenidos continuamente en epoca de crecientes

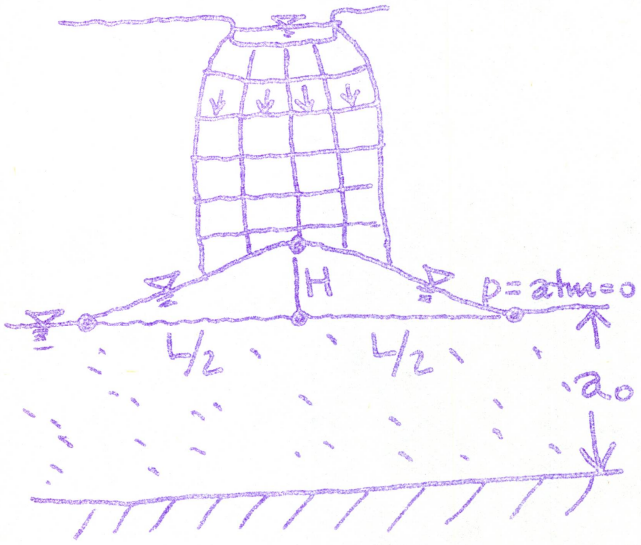


Toda la mecánica del proceso de infiltración se rige por los principios discutidos con anterioridad. Pero debe investigarse el efecto de la "recarga rechazada".

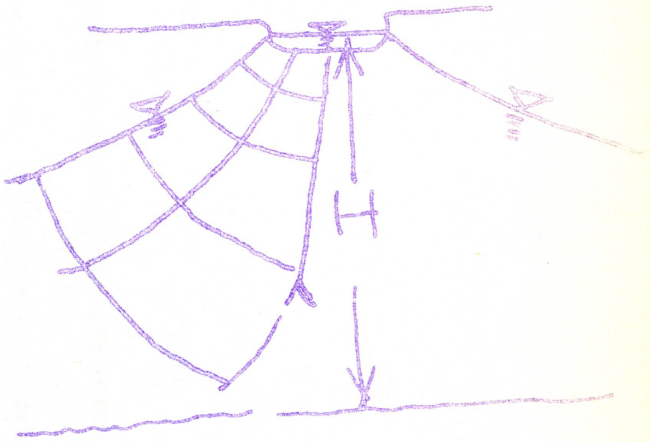
Esto se refiere al crecimiento de la onda que se forma en la mesa freática al llegar el agua infiltrada al nivel de la misma. Dicha onda crece en longitud y amplitud hasta el

momento en que la amplitud pega contra el fondo del río estableciendo control potencial y reduciendo la infiltración. Veamos la condición:

Recarga Libre:



Recarga Parcialmente Rechazada



Esta condición se investiga con la ecuación de Boussinesq:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{K z}{n_e} \frac{\partial^2 z}{\partial x^2}$$

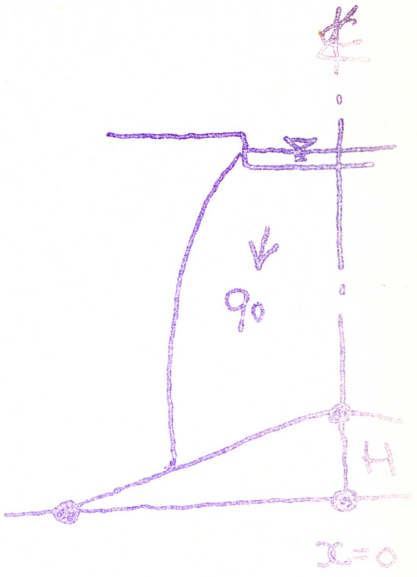
donde n_e = Porosidad efectiva (Para gravas del Turbio usar 15-20%)

K = constante Darcy

$z \approx a_o$

Esta ecuación tiene como solución aproximada la ecuación:

$$Z_{(x=0)} = q_0 \sqrt{\frac{4t}{K a_0 \pi n_e}}$$



t = tiempo

q_0 = Gasto de Infiltr. en semiancho

$Z_{(x=0)} = H$ = amplitud en el origen

En el caso del Turbio tenemos 100 lit/seg de infiltración por Km con un canal de 6 metros, regando el río a 50 metros tendríamos 8 veces mas, o sea, 800 lit/seg/Km

Esto nos dá 0,8 lit/seg/metro y para media sección 0,4 lit/seg/metro

Tomamos para las gravas y arenas del Turbio $K = 1 \times 10^{-3}$ m/seg

$a_0 = 20$ m $\quad n_e = 0,20$ y un tiempo de infiltración de 1 mes $= 2,6 \times 10^6$ segundos

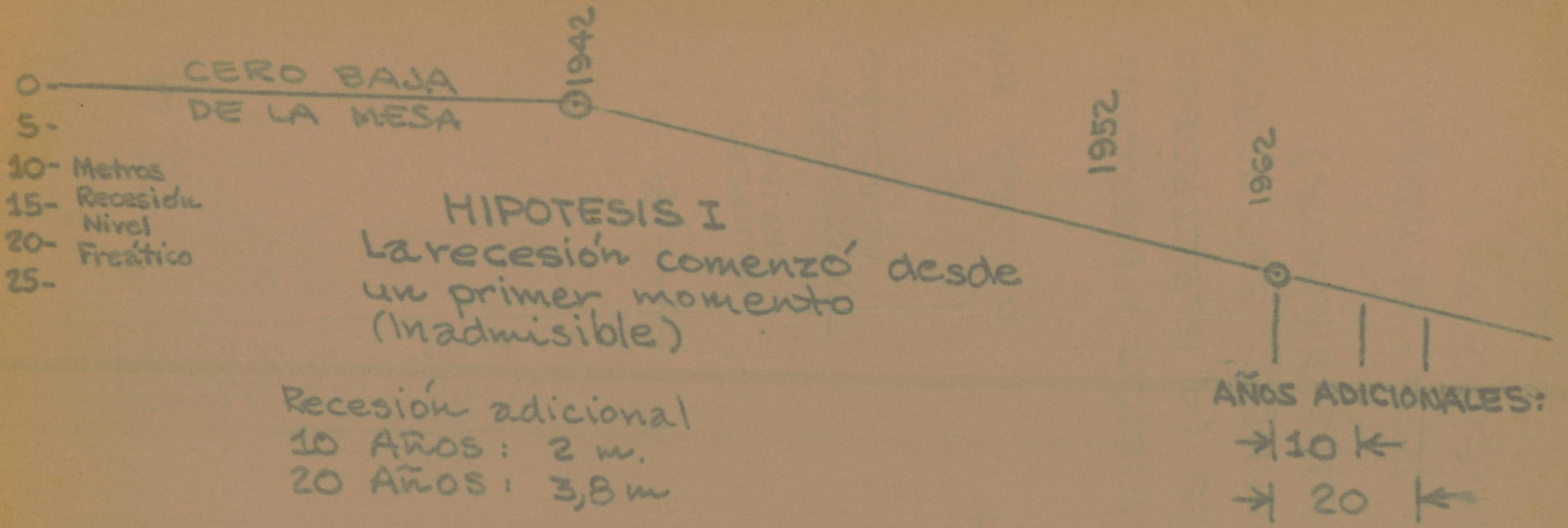
Tenemos entonces

$$z_{(x=0)} = 0{,}0004 \sqrt{\frac{4 \times 2{,}6 \times 10^{6}}{10^{-3} \cdot 20 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}2}}$$

$$= 11{,}5 \text{ metros}$$

Vemos entonces que en el Turbio no hay posibilidad de recarga rechazada en el valle bajo* (regimen intermitente) ya que la napa está a 40-50 metros, aún con un gasto de infiltración mayor.
Como no hay recarga rechazada, el río esta infiltrando un máximo en la actualidad y como se observa una recesión pronunciada en dicho sector (VER FIG. 1) es imprescindible aumentar la actual recarga natural para controlar la gran baja de la mesa ocasionada por la explotación vigente del subsuelo.
La Fig. 2 es un estudio geofísico que muestra las condiciones del acuífero del Turbio en la Hda. Santa Rita de don Alirio Pigala y Hnos.

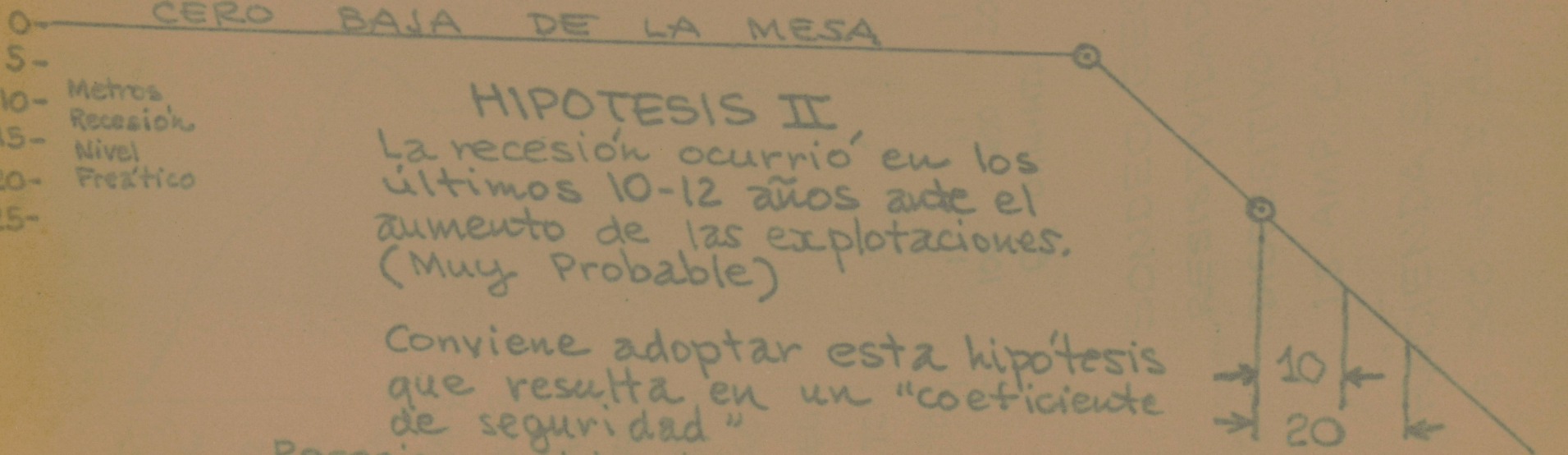
* Sector Puente Santa Rosa - Cabudare Barquisimeto



HIPOTESIS I

La recesión comenzó desde un primer momento (Inadmisible)

Recesión adicional
10 Años: 2 m.
20 Años: 3,8 m



HIPOTESIS II

La recesión ocurrió en los últimos 10-12 años ante el aumento de las explotaciones. (Muy Probable)

Conviene adoptar esta hipótesis que resulta en un "coeficiente de seguridad"

Recesion adicional
10 Años: 9,50 m.
20 Años: 15,50 m.

RECESION ACUIFERO
BARQUISIMETO - CABUDARE
FAO - CBR
HIDROLOGIA

1 AÑO

1 AÑOS

GOBIERNO DE VENEZUELA
FONDO ESPECIAL DE LA O.N.U.

PROGRAMA DE ORDENACION Y DESARROLLO
DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

GRUPO DE HIDROLOGIA

APUNTES GENERALES SOBRE FISICA DE SUELOS Y MECANICA DE SUELOS QUE SIRVEN PARA DEFINIR EL MOVIMIENTO DEL AGUA EN MEDIOS POROSOS.

JOSE MARIA OCHOA PILE
Ing. Civil

NOTA: El presente trabajo fué leído y discutido en el curso de un Seminario que se dictó en la Estación Experimental de Caña de Azúcar de Occidente en Yaritagua. Dicho Seminario fué organizado por los doctores Felipe Gómez - Alvarez y L. E. García Losada del Ministerio de Agricultura y Cría y el - I. F. P. A. en el año 1963.

La conferencia sobre física de suelos estuvo a cargo del Ingº Agrº Manuel Figueroa y el suscrito y representó una colaboración técnica de la C. A. Central Tocuyo.

JOSE MARIA OCHOA PILE
INGº CIVIL

CARACAS, AGOSTO DE 1.964

I N D I C E

Densidad Aparente y
Densidad Real. Definiciones 1

Porosidad 4

Porosidad. Saturación.
Contenido de Agua 5-8

Efectos Estructurales de los Minerales
Arcillosos. Secamiento 9

Disecación de Arcillas
Límite de Encogimiento 12

Límite líquido. límite Plástico
Indice de Plasticidad 13

Porosidad. otra definición 14

Capilaridad 15

Humedad en los Suelos - Retención
y Estados de Equilibrio 18

Determinación de w y succión 23

I N D I C E

Aspectos Prácticos de los movimientos capilares capacidad de campo (CC) evaporación y migración del agua en el suelo 24

Los tres estados fundamentales de Equilibrio

A = CC f (hc) 26

B = CC f (hc p) 26

C = CC f (Pv) 27

Estudios relacionados con el Manejo práctico de los Riegos 28

Ecuación para aplicar agua de riego 30

REFERENCIAS

(1) BAVER, L.D. - Soil Physics

(2) CASTANY G. - Traité Pratique des Eaux Souterraines (Capítulo sobre Física de Suelos)

(3) COLLINS, R. Flow of Fluids throuhg porous materials

(4) GRIM, R. - Clay Mineralogy

(5) HER MAJESTY'S SATATIONERY OFFICE (Varios autores)
Soil Mechanics for Road Engineers - Capítulo sobre Física y termodinámica de los suelos.

(6) LAMBE, T.W. - "Soil testing for Engineers"

(7) MEINZER, O - " Hydrology "
Capítulos por K. Terzaghi y L.D. Baver
sobre capilaridad y humedad en los suelos

(8) TINEO, Israel - Equipo de Membrana de Presión
Normas para su utilización y manejo.
Primeras Jornadas de Riego
C. I. V.

DENSIDAD APARENTE Y DENSIDAD REAL: DEFINICIONES

La determinación de densidades arranca de la segunda ley de Newton que dice esencialmente que

Fuerza = Masa por aceleración

$F = m\,a$

El peso de un sólido cualquiera, W, representa la fuerza de atracción terrestre manifestándose en este caso como el resultado de multiplicar la masa por la constante de aceleración de la gravedad terrestre, g, con un valor igual a 9,81 m/seg.^{2}.

Entonces si llamamos a la masa ρ tenemos

$F = W = \rho g$

$$\rho = \frac{W}{g}$$

Es muy corriente que el peso específico o peso por unidad de volumen o densidad

$\frac{W}{V} = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}}$ Se denomine γ. El peso esp. ó densidad relacionado al peso esp. del agua se denomina G ó "gravedad específica" de suerte que

Peso Espec. γ de un elemento cualquiera $= G\,\gamma_w$

siendo el peso espec. del agua = 1 gr/cc.

Por lo tanto en el sistema métrico G =

el peso espec. en gramos por cc.

= G

Este peso esp. real del sólido en sí suele llamarse densidad real.

Las partículas que componen un suelo cualquiera reflejan por lo general el predominio porcentual ó estadístico de las rocas que integran el manto terrestre y que son:

Aluminio - Silicatos de Potasa

Aluminio - Silicatos Sódicos - cálcicos

cuarzos y en menor grado

Silicatos ferro-magnésicos provenientes de niveles más profundos del manto.

Tabulamos a continuación los elementos de mayor ocurrencia con su "Gravedad específica" ó "Densidad Real" correspondiente que en el sistema métrico corresponden virtualmente a su "peso específico real".

Elemento	Porcentaje de ocurrencia	G
O	46,60	1,11
Si	27,72	2,65
Al	8,13	2,70
Fe	5,00	7,9
Ca	3,63	1,54
Na	2,83	0,97
K	2,59	0,86
Mg	2,09	1,74

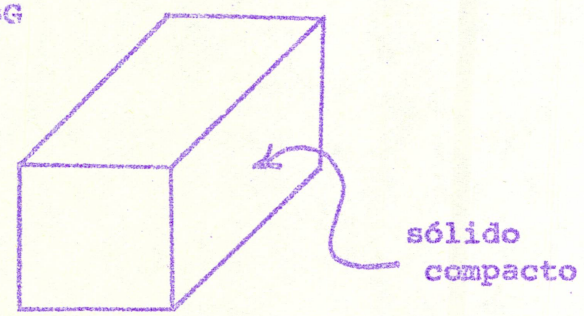
El carbono y el hidrógeno que ocurren en gran cantidad de minerales figuran como micro - elementos con ocurrencia de 0,03 y 0,14 por ciento.

Esta distribución de los elementos y su combinación en los minerales más frecuentes resulta en un valor de G que varía comunmente entre 2,65, y 2,85. 2,65 parece ser el valor más frecuente. Pero los suelos que contengan un porcentaje elevado de hierro puedan llegar a 3,0 y los suelos originados por algas (diatomeas) puedan tener valores de 2,0.

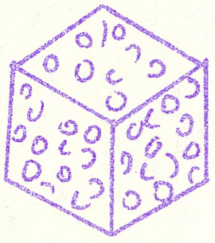
Un elemento de volumen integrado por un cierto sólido en el cual no hubiere porosidad alguna tendría un peso W

W = Volumen, V por G

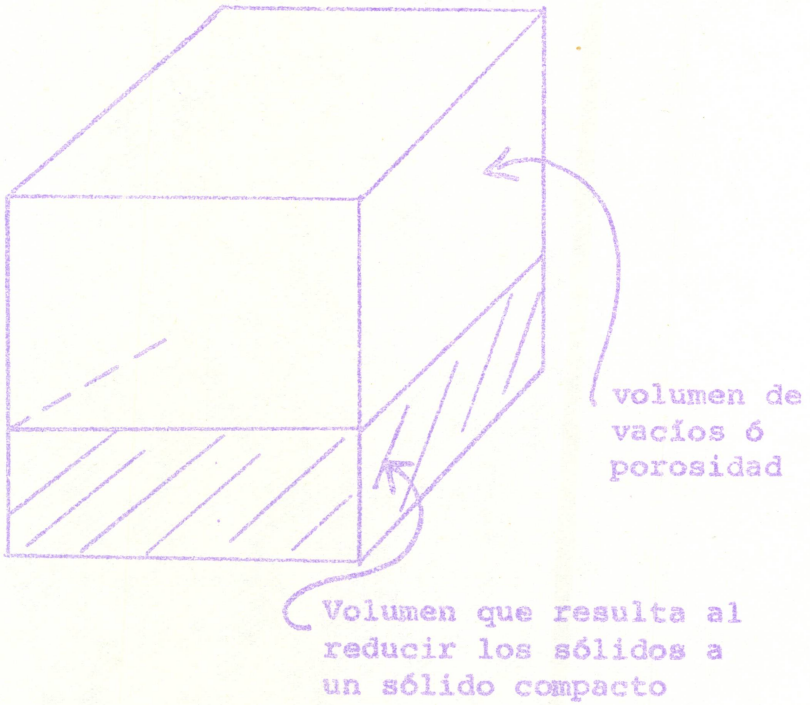
W = VγG



En el caso del suelo las particulas estarán separadas



según la granulometría, arreglo estructural, etc. de manera que dado un elemento de volumen de un suelo cualquiera tendremos:



Está claro que el volumen ó espacio correspondiente a los poros puede ó nó estar saturado.

Dado un volumen conocido de un suelo y el peso seco del mismo esta claro que

$$\text{Porosidad} = n = 1 - \frac{\text{Peso seco}}{\text{Volumen} \times G \times \gamma_w}$$

en el sistema métrico $\gamma_w = 1$

Se vé claramente que el peso seco al dividirse por el volumen reflejará una densidad aparente que es función del particular espacio poroso que hubiere, de la falta de compacidad.

Densidad Aparente = $\frac{\text{W Seco}}{\text{Volumen}}$ (del sólido

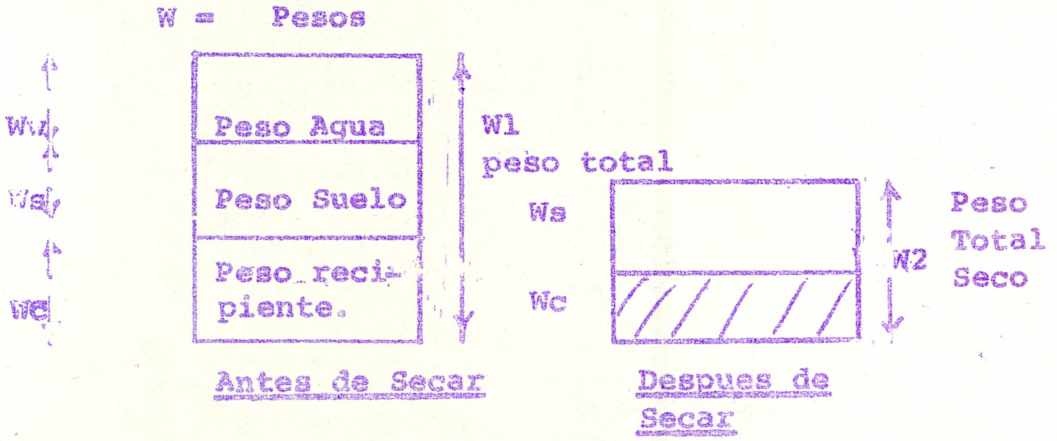
El Vol. x G nos dá el peso que debiera haber si todo el volumen estuviese ocupado por el sólido la relación decimal

$\frac{\text{Peso seco}}{\text{Vol x G}}$ nos dá el % de suelo que hay * por lo tanto, la porosidad es sencillamente 1 menos el decimanl anterior. Está claro que si Peso seco = Vol x G, la división dará como resultado 1, y

$n = 1 - 1 = 0$ (no hay poros)

Vamos a estudiar ahora una serie de relaciones entre porosidad, saturación, contenido de agua y G que son de gran utilidad.

Relaciones Fundamentales



El contenido de agua, como % del peso seco del suelo se tiene al tomar una muestra húmeda en un recipiente de peso

conocido secándola en el horno a una temperatura de 105°C. por horas y pesando de nuevo el suelo seco con el recipiente.

$$w = \frac{Ww}{Ws}$$

$$w = \frac{W1 - W2}{W2 - Wc}$$

la relación de vaíos $e = \frac{Vv}{Vs}$

donde Vv = Vol. de vacíos

Vs = Vol. de sólidos

Por definición

$$e = \frac{V - Vs}{Vs} = \frac{V}{Vs} - 1$$

Si V es el volumen total

Por lo tanto, siendo $Vs = \frac{Ws}{G\gamma_w} \approx \frac{Ws}{G}$ Sist. metr.

$$e = \frac{V}{Ws/G\gamma_w} - 1 = \frac{VG\gamma_w}{Ws} - 1$$

La porosidad $n = \frac{Vv}{V} = \frac{V-Vs}{V}$

$$= 1 - \frac{Vs}{V} = 1 - \frac{Ws}{G\gamma_w V}$$

Esta última es la expresión dada anteriormente

Porosidad y Relación de vacíos.

Porosidad = n = Vol. Vacíos

Vol. sólidos = 1 - n

$$e = \frac{\text{Vol. vacíos}}{\text{Vol. sólidos}} = \frac{n}{1 - n}$$

$$e\ (1 - n) = n$$

$$e - en = n$$

$$e = n + en$$

$$n\ (1 + e) = e$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Saturación, Porosidad y cont. de Agua

El Grado de saturación $S = \frac{Vw}{Vv} = \frac{\text{Vol Agua}}{\text{Vol Vacíos}}$

$$Vw = \frac{Ww}{\gamma w} \qquad \text{por lo tanto}$$

$$S = \frac{Ww}{\gamma w\ Vv}$$

Si se sustituyen en la ecuación precedente las siguientes igualdades

$$w = \frac{Ww}{Ws} \qquad y \qquad Ww = wWS$$

$$e = Vv/Vs \qquad y \qquad Vv = e\ Vs$$

$$G = \frac{\gamma s}{\gamma w} \qquad y \qquad \gamma w = \gamma s/G$$

Tenemos

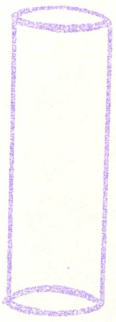
$$S = \frac{wWs}{\gamma s/G\ e\ Vs} = \frac{WsG}{\gamma s\ Vs\ e}$$

$$S = \frac{WG}{e}$$

ó sea que si se conoce G ≈ 2,65 para suelos corrientes; e (ó n, y se calcula e) y el contenido de agua w, puede calcularse el grado de saturación del suelo.

Problema típico.

Se quiere conocer la porosidad de un cierto volumen de suelo que tiene un valor W ya establecido.



Se conoce el volumen del elemento de suelo (por ejemplo un cilindro)

Se conoce el peso (húmedo) del suelo.

Se conoce w y W el peso total de suelo y agua en la muestra del cilindro.*

$$W = Ww + Ws \qquad w = \frac{Ww}{Ws}$$

$$wWs = Ww$$

$$W = w\,Ws + Ws$$

$$W = \frac{Ws\,(w+1)}{1+w}$$

También conocido un Vol. V, w, y W se calcula Ws así y Dens. Apar. $\gamma_A = \frac{Ws}{V}$

Una vez calculado Ws el peso del suelo seco se puede calcular la porosidad n con la ecuación.

* Nota: Ws el peso del suelo seco también se conoce como dato directo al secar,

$$n = 1 - \frac{Ws}{V_G \gamma_w}$$ ya descrita

Esta es el procedimiento más corriente para cálculo de porosidad.

Hay otros procedimientos:

(1) El método de expansión de gases

(2) El método de inyección de mercurio

(3) El método de imbibición

Pueden encontrarse descripciones de estos métodos en la referencia (3)

Efectos Estructurales de los Minerales Arcillosos.

Secamiento.

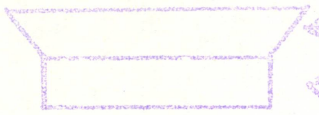
La temperatura de secamiento generalmente especificada es de 105° a 110°C y la muestra debe permanecer en la estufa el tiempo suficiente para lograr un peso constante. Esto significa 1 hora para una muestra de arena y varias horas para una de arcilla, las subidas de temperatura afectarán el valor de W según el contenido de arcilla del suelo y según el tipo de arcilla.

Vamos a considerar tres tipos de arcilla:

Kaolinita (estructura "estable")

Integrada por una capa de tetrahedros de sílice y una

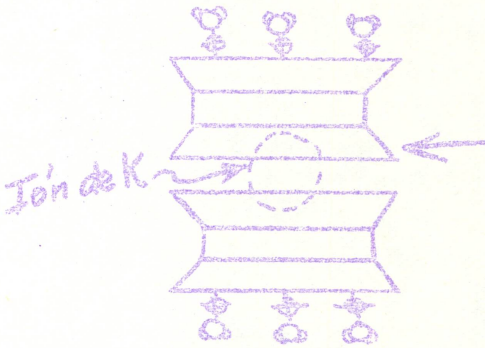
capa de octahedros de aluminio



las capas pueden seguir agregándose hasta lograrse partículas de un cierto tamaño



Ilitas (y tambien los minerales micáceos)



Unidades integradas por
2 capas de tetrahedros de Si (ocasionales de Al)
1 capa de octahedros de Al

Dos unidades unidas por un ión Potasa.

Grupo de Montmorillonitas

Hay abundante substitución isomorfa en los octahedros: Pueden haber iones de Al, Fe, Mg. Esto dá lugar a desequilibrio electroestático y a la adsorción de abundantes iones y capas de agua en la superficie de los cristales. Se forman partículas que tienen abundante agua de constitución.

Los procesos de deshidratación arrojan el aspecto siguiente:

Grupo Montmorillonitas

Alta deshidratación de 25° a 110° C

Menos deshidratación de 110° C a 150° C

No hay pérdida de 150° a 500° C

Alta deshidratación de 500 a 600°

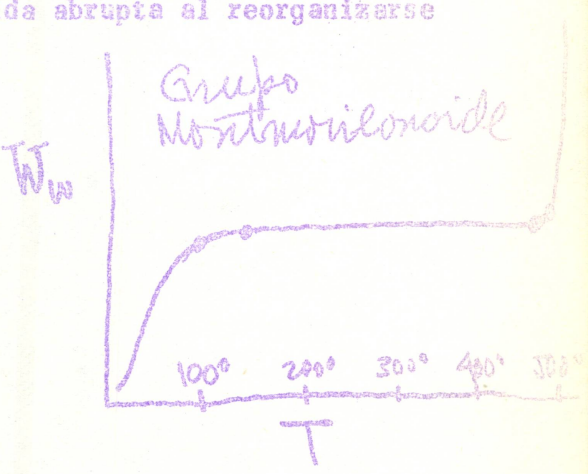
La deshidratación revela un proceso rápido de pérdida de agua (inter e intramicelar) una zona de poca pérdida y una pérdida abrupta al reorganizarse el mineral con la oxidación.

La composición nos dá para la arcilla:

$(OH)_4\ Si_8\ O_{20}\ X\ H_2O$

El óxido nos dá

$3\ H_2O.\ 2.Al_2\ O_3.\ 8\ Si\ O_2$



Grupo Kaolinita

Alta deshidratación hasta 105° C

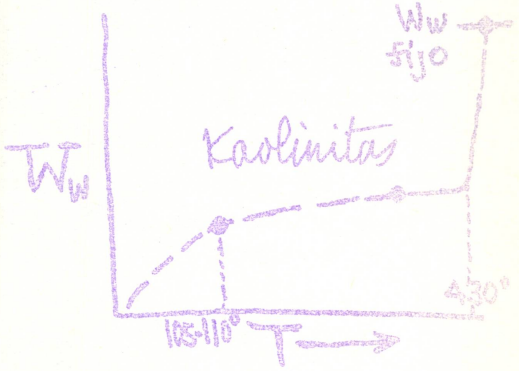
Sigue deshidratación (pero en menor cuantía hasta 300° C)

Poca deshidratación de 300° C hasta 430° C.

Alta deshidratación a 430° C y peso estable de allí eb adelante

Evidentemente los Kaolinitas van perdiendo lentamente la poca agua adsorbida y el proceso modular va disminuyendo cada vez más hasta que de repente se dá el proceso de oxidación ___ rearreglo del mineral como producto "cerámico" combinación de los grupos OH para producir moleculas de agua.

NOTA: Estas características se usan en los análisis termo-diferenciales para identificar el mineral.



La fórmula para la Kaolinita es $(OH)_8\ Al_4\ Si_4\ O_{10}$

Deshidratación = $2\ Al_2\ O_3\ .\ 4\ Si\ O_2\ .\ 4\ H_2O$

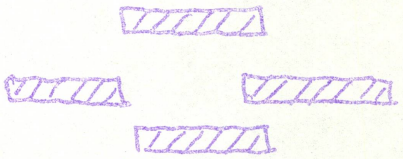
Efectos de Variaciones de T

Variaciones de T en la estufa (aumento) de 50 a 60° darían un error en w del orden de 1% en el caso de grupos montmorillonoides y de 0,5% en el caso de Kaolinitas.

Disecación de Arcillas: Límite de encogimiento

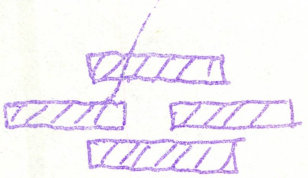
Uno de los índices usados muy frecuentemente para medir características físicas de un suelo arcilloso es el límite de encogimiento, Ws. Esta propiedad responderá a la condición en que se encuentra la arcilla:

con estxuctura dispersa :



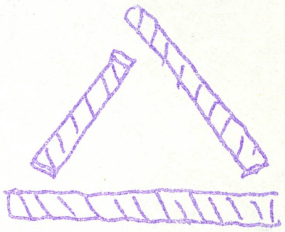
hidratada

(cambio de volumen máximo)

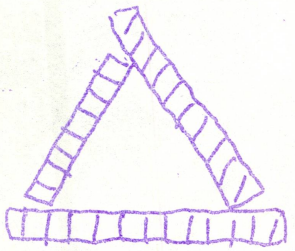


al secarse máximo cambio de volumen

con estructura floculada :



hidratada



al secarse habrá cambio de volumen, pero poco.

Límite Líquido (W_l ó LL.) *

El límite líquido que se realize con el pequeño aparato de Cosagrande es un índice de hidratación relativa. Cuando la absorción de agua ha llegado a un punto adecuado, la baja resistencia al corte del agua induce la fluxión o desligamiento del suelo (efecto de lubricación). Las arcillas de alta superficie específica tienen mayor capacidad de absorción y llegan a fluir como barro cuando el contenido de agua es muy alto.

Límite Plástico (Wp)

Las arcillas secas exhiben una gran dureza y adhesión que es función de las succiones capilares que se producen con la disecación.

El límite plástico mide el contenido de agua cuando la arcilla puede moldearse ó deformarse pero sin romperse ó perder la unidad de masa y sin licuarse.

Indice de Plasticidad (I_p)

El Indice de Plasticidad, $I_p = Wl - W_p$.

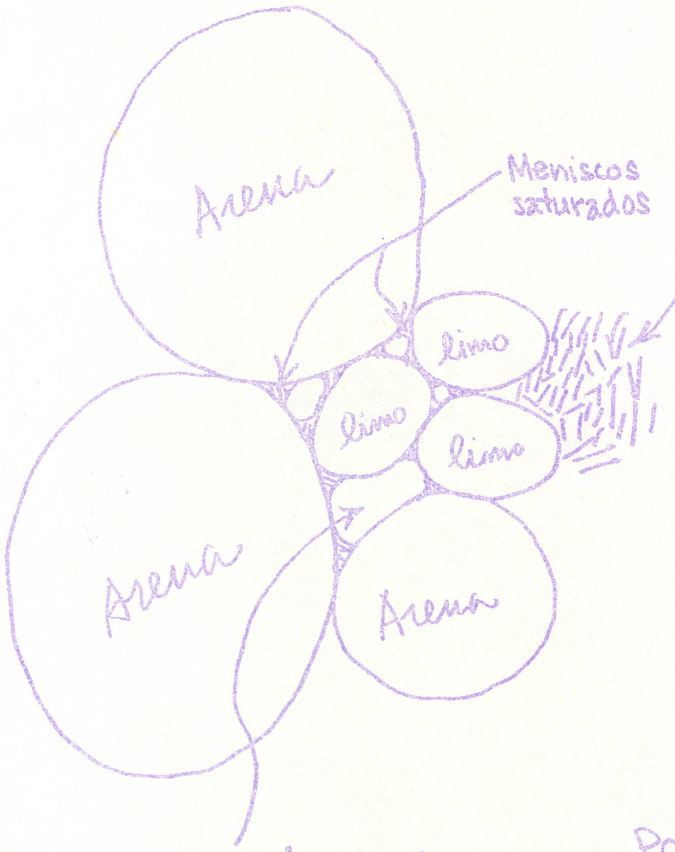
Evidentemente los I.P. de valores altos corresponden a suelos que absorben grandes cantidades de agua y que al secarse dan lugar a grandes cambios de volumen. (encogimiento) los I.P. de valor alto también señalan arcillas impermeables y estructura dispersa.

Porosidad: Otra definición más precisa

El hecho de que en las arcillas del grupo montmorillonita puede haber variaciones de importancia por expansión ó encogimiento en la medida en que se llene ó se evacue el espacio intramicelar resulta en una complicación si se vá a definir en forma rigurosa lo que es porosidad.

* Para trabajar estos índices el mejor manual de laboratorio es la ref. (6)

tendríamos entonces el siguiente cuadro:



Partículas de arcilla.
Espacio poroso "capilar".
En las arcillas expansivas tenemos un espacio poroso de constitución (porosidad cristalográfica o intramicelar)

Espacio poroso "no capilar" o de capilaridad gruesa.

En las Arenas:

Porosidad Típica de 30-35 %

Poros gruesos = Baja capilaridad, alta permeabilidad

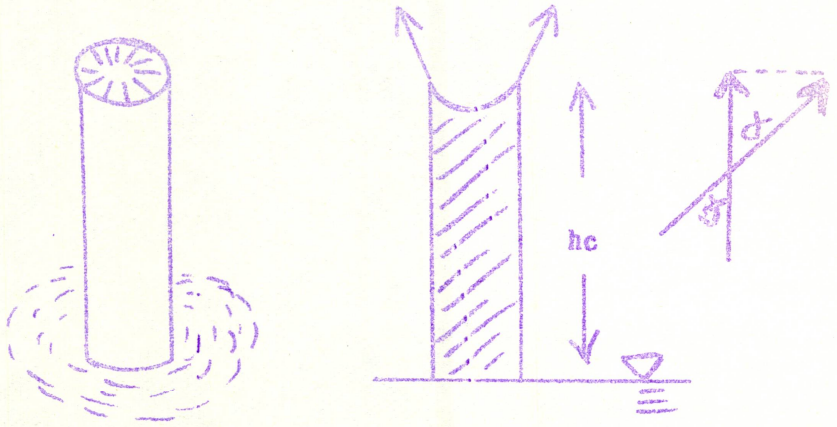
En las Arcillas:

Porosidad Típica de 40-50 %

Poros muy finos = Alta capilaridad, baja permeabilidad.

Capilaridad y Retención

La definición de un tubo capilar sencillo pone en equilibrio el peso de la columna de agua con la fuerza tractiva de la capilaridad



$$r^2 \cdot \pi \cdot hc \quad \gamma w = 2r\pi\sigma \cos\alpha$$

$$hc = \frac{2\sigma \cos\alpha}{r\,\gamma w}$$

si $\gamma w \approx 1$; $hc = \frac{2\sigma \cos\alpha}{r}$

σ para agua, para temperatura 0-30°C = 0,07 $Hc = \frac{0,15}{r} \cos\alpha$

Algunas ecuaciones empíricas dan la capilaridad en términos de porosidad

Por ejemplo el Instituto de Hidrología de la URSS dá la ecuación

$$hc = 0,45 \frac{1-n}{n} \cdot \frac{1}{d10}$$

d_{10} tamaño de partícula en mm. con respecto al cual el 10% de las partículas son menos (por peso)

El autor ha tenido ocasión de comprobar esta ecuación en arenas.

La ecuación debida al profesor Casagrande en Harvard dice exactamente lo mismo

$$hc = \frac{0,45}{e\ d10}$$

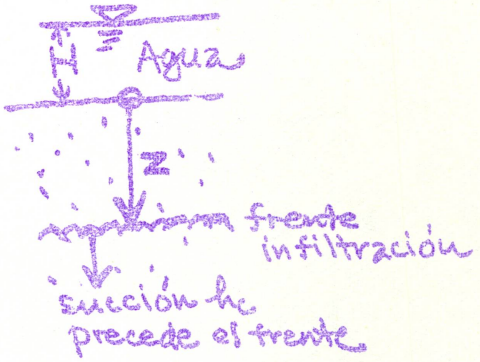
El movimiento del agua por succión capilar sigue la Ley de Darcy para flujos laminares en medios porosos.

o sea que

$$V = K \text{ grad } \phi = Ki$$

ϕ representa el potencial que puede ó nó estar reforzados por efectos de gravedad (y también por efectos hidrostáticos)

Para infiltración vertical:



$$i = \frac{H + z + h_c}{z}$$

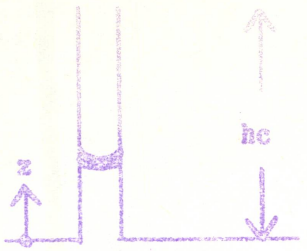
Cuando se trata de movimiento de humedad después de los riegos la succión capilar dependerá de la diferencia en el contenido de agua entre las capas más húmedas y las más secas

$h_c = f(\Delta w)$ En los suelos anturales será muy lógicamente una propiedad cambiante.

Movimiento Capilar hacia arriba

Darcey $V = Ki$

$$i = \frac{hc - z}{z}$$



Puede verse que inicialmente cuando $z = 0$ i tiene un valor muy elevado.

Una vez que el agua haya ascendido bastante cuando $z = hc$

$$i \Rightarrow 0$$

y sobreviene un proceso asintótico de subida

El módulo de subida $\frac{dz}{dt} = Vs =$

Velocidad de infiltración por los poros

$$\frac{\text{Velocidad laminar de (Darcy)}}{\text{Porosidad}} = \frac{V}{h} = \frac{K}{n} i$$

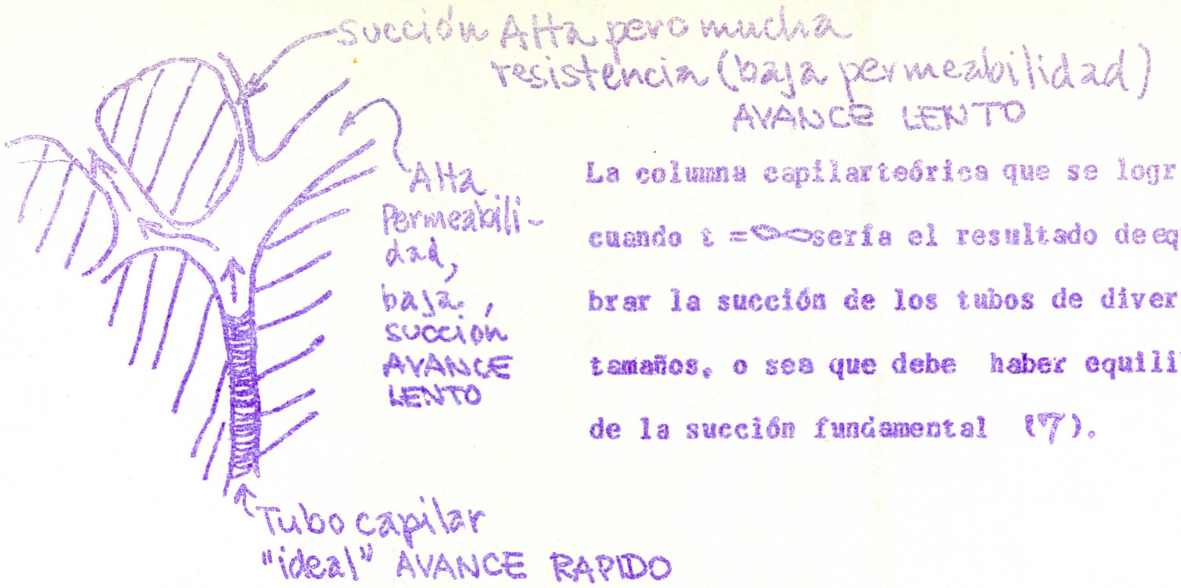
$$\frac{dz}{dt} = \frac{K}{n} \frac{hc - z}{z}$$

Para lograr una cierta altura z, el tiempo t es

$$t = \frac{n\ hc}{K} \left(\ln \frac{hc}{hc - z} - \frac{z}{hc} \right)$$

Esta ecuación se aplica a un medio capilar ideal donde K = constante.

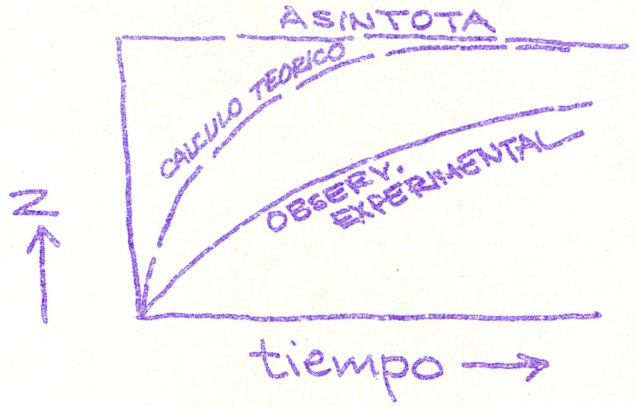
De hecho se tendrá siempre un fenómeno muy complejo, ya que la diversidad en tamaño de poros producirrá avance mas rápido por cierto tamaño ideal de poro donde el diámetro produce una succión elevada sin incrementar la resistencia friccional al movimiento. Este avance disparejo produce difusión de aire hacia algunos poros adyacentes de manera que el avance de la humedad se produciré atravéś de un medio con marcados déficits de saturación



La columna capilarteórica que se lograría cuando t = ∞ sería el resultado de equilibrar la succión de los tubos de diversos tamaños, o sea que debe haber equilibrio de la succión fundamental (7).

Las anteriores ecuaciones que deben a Terzagghi (7) tienen aplicación limitada en la medida en que los medios estén constituídos por partículas o granos uniformes

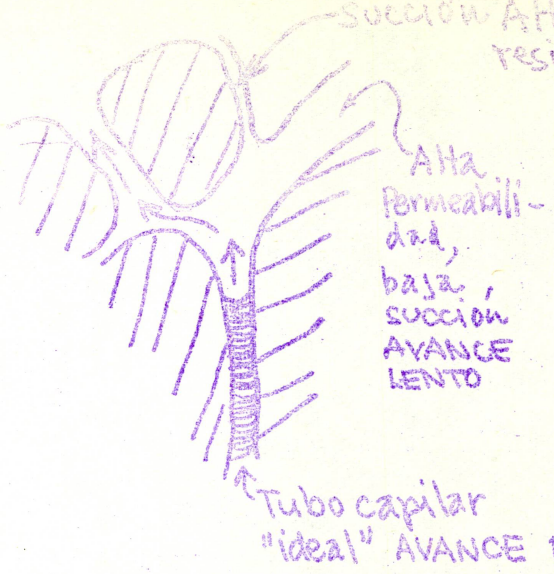
La ecuación de ascensión capilar aplicada en una arena dá el siguiente resultado:



Humedad en los Suelos - Retención y Estados de Equilibrio

La composición granulométrica del suelo define el % de arenas y arcillas que lo intergran y por ende, la superficie específica.

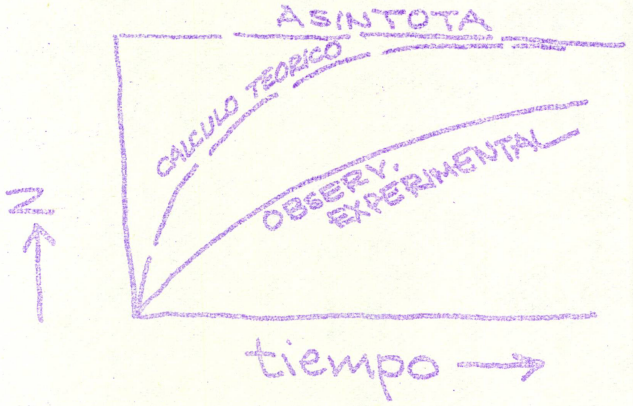
La organización estructural de las partículas determina las características de los poros y las propiedades de retención de la humedad.



La columna capilar teórica que se lograría cuando t = ∞ sería el resultado de equilibrar la succión de los tubos de diversos tamaños, o sea que debe haber equilibrio de la succión fundamental (7).

Las anteriores ecuaciones que deben a Terzagghi (7) tienen aplicación limitada en la medida en que los medios estén constituídos por partículas o granos uniformes

La ecuación de ascensión capilar aplicada en una arena dá el siguiente resultado:



Humedad en los Suelos - Retención y Estados de Equilibrio

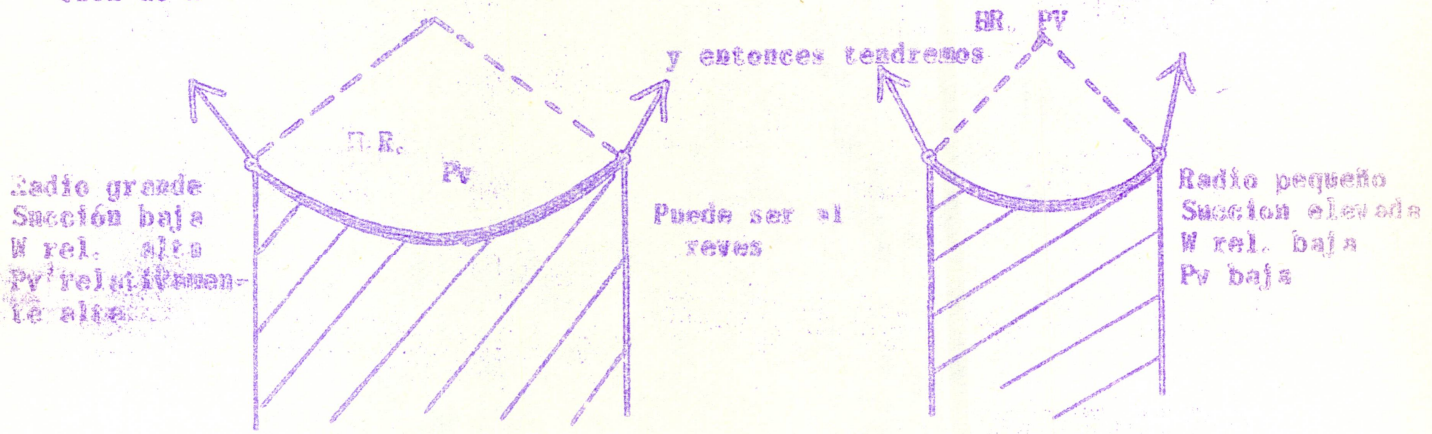
La composición granulométrica del suelo define el % de arenas y arcillas que lo intergran y por ende, la superficie específica.

La organización estructural de las partículas determina las características de los poros y las propiedades de retención de la humedad.

La Higroscopicidad mide el contenido de agua (por peso, en términos del peso seco del sólido) a que se llega cuando el suelo se expone a una determinada humedad relativa. Representar un equilibrio del contenido de agua en función de presión de vapor. Según la humedad relativa del aire $Pv = f(T)$ y el suelo absorberá agua hasta lograr una humedad relativa que le dé una Pv de equilibrio.

Puede ocurrir al revés, que Pv suelo > Pv aire y entonces tendremos un proceso de evaporación y disecación del suelo.

Debe observarse que en los suelos la evaporación se halla restingida por la fuerza de succión que tira de las moléculas de agua; las propiedades del menisco serán función de w



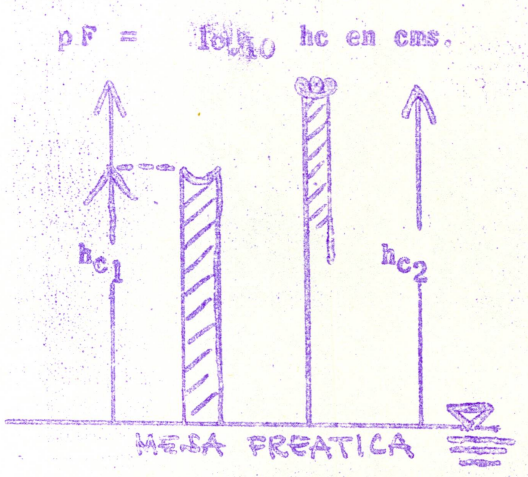
Para una misma temperatura T tendríamos una cierta presión de vapor en el aire que estuviere en contacto con un cuerpo cualquiera de agua. Para el aire que está contenido en una masa de suelo la presión de vapor dependerá de las moléculas de agua que logran soltarse de los meniscos luego $Pv = f(w)$ si comparamos dicha $Pv = f(w)$ con Pv para aire saturado, a igual T, tenemos una relación decimal que representa la humedad relativa del suelo (o del aire del suelo)

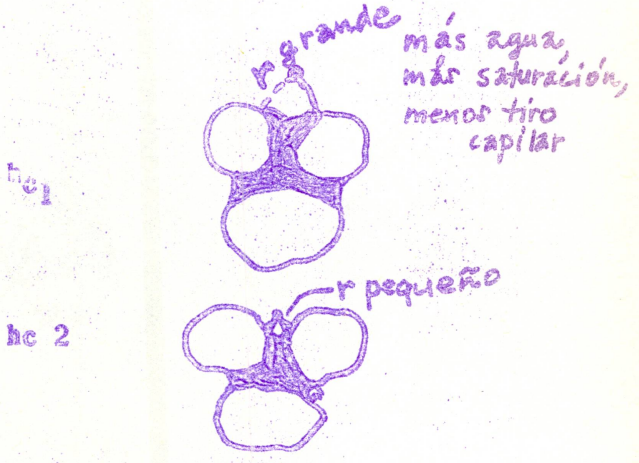
De aquí surgen las relaciones entre T, w, H.R. Pv. y succión capilar, que señalamos más adelante en algunos gráficos.

Vamos a ver algunos conceptos sobre estos particulares incluídos en el capítulo sobre termodinámica de los suelos (5).

El contenido de agua para un suelo agrícola que cuenta con una mesa freática reflejará por lo general la succión correspondiente al tiro capilar hc; siendo hc simplemente la distancia vertical por encima de la mesa freática. La succión puede expresarse en cualquier medida Kg/ cm2 , mm. de Hg. atmósferes ó pF tomado para ello el efecto de la columna hc.

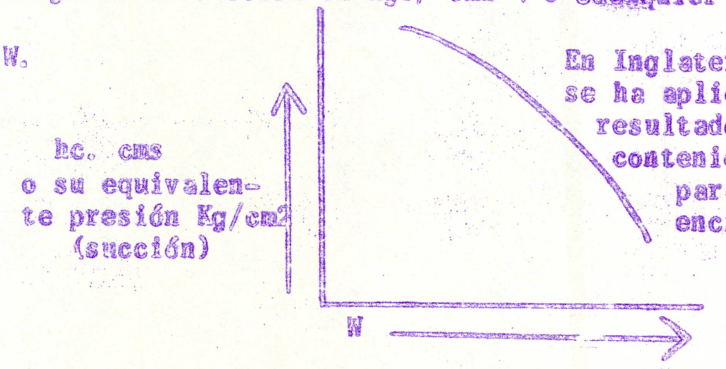
La desiguación pF corresponde al log con base 10 de hc en cms.





(Disminuye saturación para dar radio menisco más pequeño)
menos agua
W, contenido agua por peso seco disminuye con aumento hc.

Si en el laboratorio se toman muestras del suelo de diversos contenidos de humedad, W, se determina la succión usando algún tipo de tensómetro se podrá preparar entonces un diagrama de succión en Kgs/ cm2 (ó cualquier otra medida) y contenido de agua W.



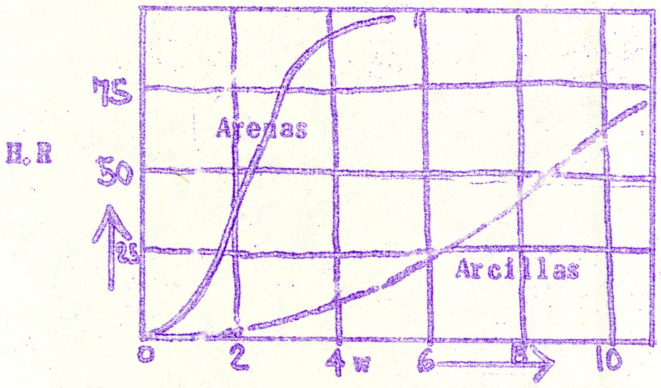
En Inglaterra este criterio se ha aplicado con excelentes resultados, al predecir el contenido de agua del suelo para diversos niveles encima de mesas freáticas

El quid de este asunto está en ver muy claramente que para equilibrar la presión estatica correspondiente a hc (y qué será la misma, como presión, si hc tiene un centímetro cuadrado de succión, ó un mm cuadrado, ó una micra cuadrada, ó un angstron cuadrado) hay que reducir el contenido de agua para lograr un menisco progresivamente mas pequeño que dé la succión requerida.

La otra clave en este asunto una clave de suma importancia, está en la continuidad de la columna capilar.

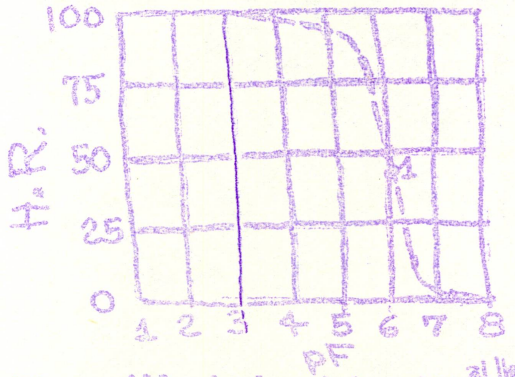
El diagrama que acabamos de indicar se aplica muy bien donde hay una columna capilar continua pero en cuanto se llega a ciertos valores altos de la succión (por ejemplo, succiones que representan varios centenares de metros, ó más, de tiro capilar) ya la continuidad de la columna capilar carece de sentido alguno, en los suelos corrientes.

Veamos los siguientes gráficos que demuestran relaciones de w, HR y pf para suelos arenosos y arcillosos



El diagrama nos dice que para un mismo contenido de agua, los meniscos de las arenas serán más grandes y habrá mayor emisión de moléculas de agua, con mayor Pv y mayor humedad relativa.

Esto quiere decir que para llegar a ponerse en equilibrio con cierto ambiente de presión de vapor los suelos finos absorverán mas agua = mayor higroscopicidad.



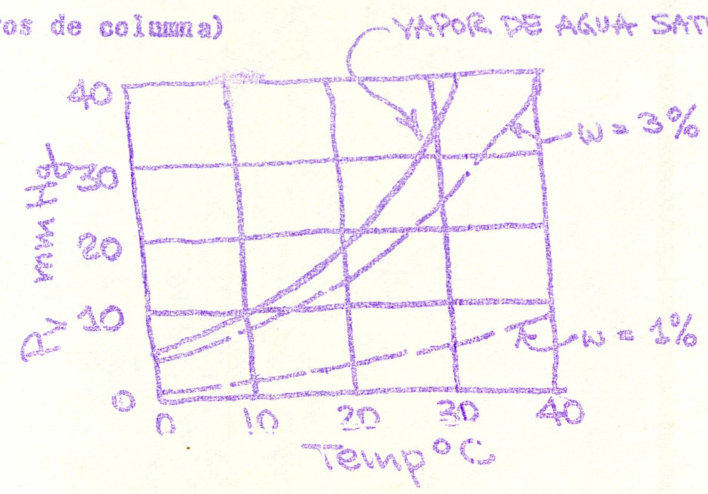
Con HR = 100%
pF = −∞

Con HR = 100%
pF = ∞

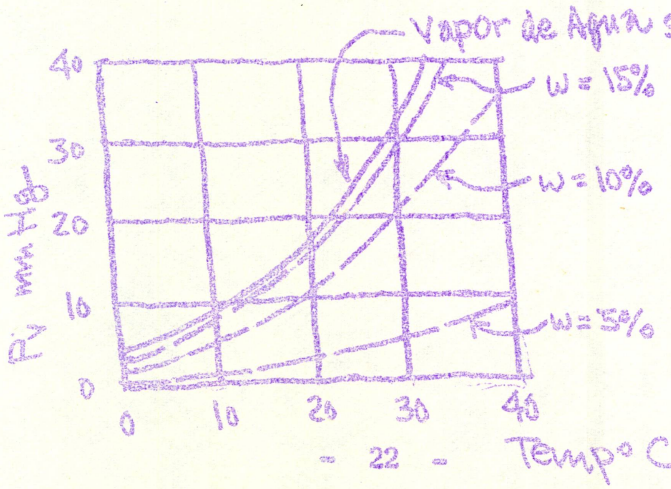
1 = Arena con w = 2%

Por ejemplo una arcilla de las del gráfico al llegar a w = 9% tendría H.R. 50% HR 50% significa un pF de 6 (ó sea una columna capilar de 10.000 metros)

En los suelos agrícolas la marchitez se tiene a w = 9% pero pF llega a 4 (o sea 100 metros de columna)



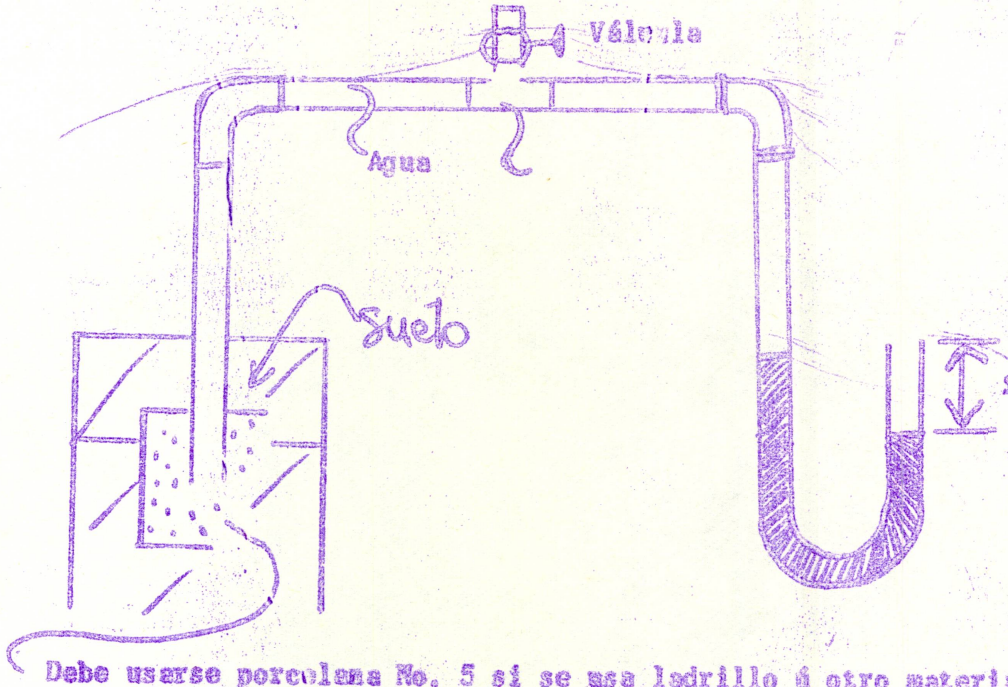
Pv en Arenas



Pv en Arcillas

" Determinación de w y succión.

La relación entre w y la succión puede determinarse con un tensómetro de mercurio hasta valores cerca de 1 atmósfera. Más allá de ese valor empieza a entrar aire al aparato



Debe usarse porcelana No. 5 si se usa ladrillo ó otro material de poros grande entra aire cuando la succión < 1 ATM
Esta experiencia se hizo en el Central Tocuyo

El equipo de membrana de presión (7) resulta muy conveniente para estudiar estas relaciones.

El equipo éste funciona a base del teorema fundamental de mecanica de suelos que dice que

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

siendo σ = presión total

$\bar{\sigma}$ = presión intergranular = f (profundidad y peso específico)

u = presión de poros en exceso
(provocado por aplicación de carga)

En el caso de no existir peso por profundidad (elcaso de una muestra) al aplicarseuna presión cualquiera se producirá una presión de poros u que obligará la arcilla a drenar

$$\sigma = u$$

Al retirar la presión u pasará a ser una succión (signo negativo) y aparecerá una presión intergranular efectiva.

$$\sigma = -u$$

Aspectos practicos de los movimientos capilares, capacidad de campo, evaporación y migración del agua en el suelo.

Vamos a buscarle ahora una significación práctica a los anteriores pronunciamientos.

Dada una cierta mesa freática en un suelo cualquiera hasta que punto podría aplicarse el criterio de ascensión capilar? y por otra parte qué podría llamarse la succión que produce subida continua? y cuánto podría ser el valor de esta succión.

Muchos de los textos tienden a señalar un cierto límite para el movimiento capilar - la saturación que significa el cese de la fluxión según la Ley de Darcy.

Si usamos la ley de Darcy

$$V = Ki$$

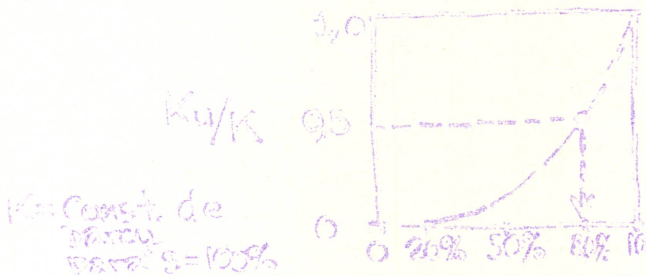
i sería la gradiante capilar. En flujos capilares K corresponderá a Ku (K para flujo desaturado ó con saturación parcial). Para dos capas adyacentes podemos escribir la ley de Darcy $V = Ku \dfrac{\text{Succión}_1 - \text{Succión}_2}{L}$

Siendo L la separación entre las dos succiones.

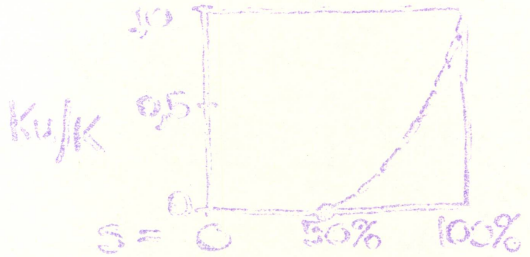
En principio, al llegar a una saturación lo suficientemente baja, nó habrá conti-

nuidad en la humedad ——— se darán meniscos aislados ——— y cesará la fluxión laminar según la ley de Darcy.

Para las arenas tenemos esta definición:



Los datos debidos a Moore sugieren el siguiente diagrama para las arcillas



La referencia (6) dá los siguientes límites para flujos capilares:

Arenas. w = 5% Pf = 1,9 hc = 79,5 cms

w = 24,6 Pf = 2,1 hc = 123 cms

w = 25,9 Pf = 2,15 hc = 142 cms

Este criterio nos dice que la ascensión capilar estaría muy limitada.

La siguiente hoja de papel semi-logarítmico demuestra claramente que una ascensión capilar que tuviera que llegar a grandes alturas motu propio, no pasaría de una asíntota limitada.

Pero recordemos que en cambio, la <u>infiltración pluvial desde la superficie no tiene</u> limitación y <u>con el tiempo</u> puede lograrse suficiente saturación del perfil <u>de acuerdo con las succiones locales que hubieren</u>. Esto se traduce en tres causas fundamentales de equilibrio de humedad en los suelos que examinaremos a continuación.

Los tres estados fundamentales de succión en el suelo.

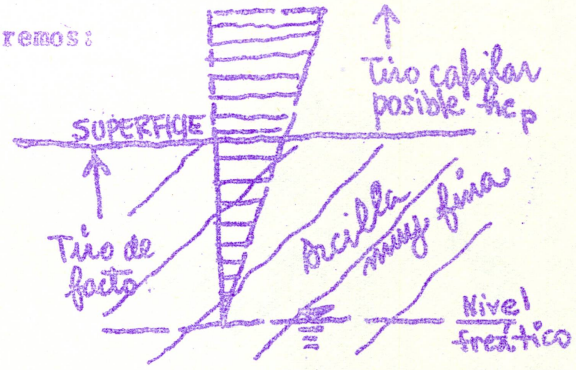
A) Succión f (hc)

El caso del franco - arcilloso inglés ya discutido (en página 20)

c.c. f (hc)

B) Succión f (hcp)

Si tenemos un suelo excesivamente arcilloso en un clima húmedo (digamos 70% o más de arcilla) se dará un sistema de meniscos razonablemente uniformes con una capacidad de tiro de 100 ó 200 metros. Si el suelo solo tiene 50 ó 60 metros de espesosr tendremos:



Perfil totalmente saturado y entonces

CC = f (Porosidad)

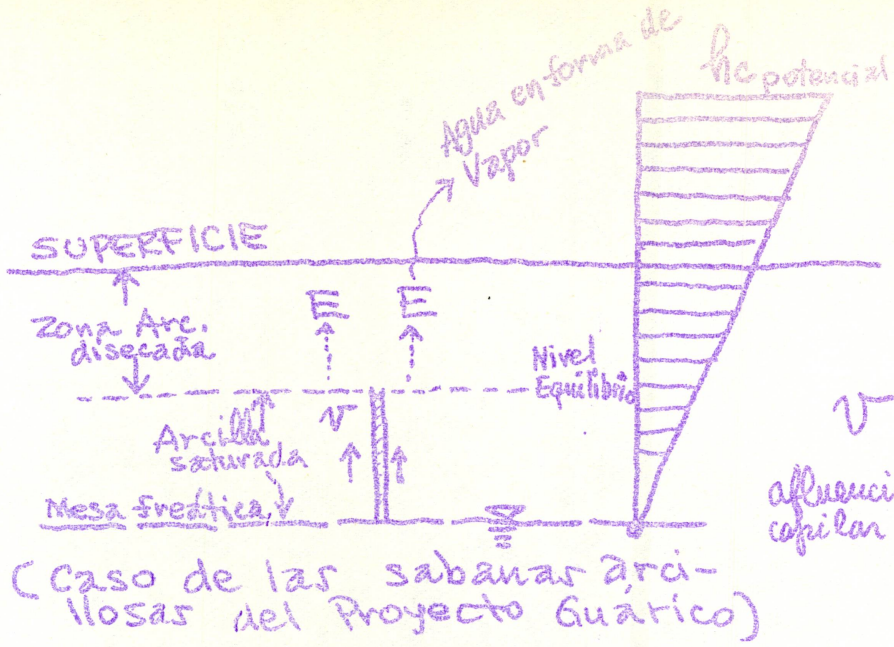
Se = wg

con S = 100%

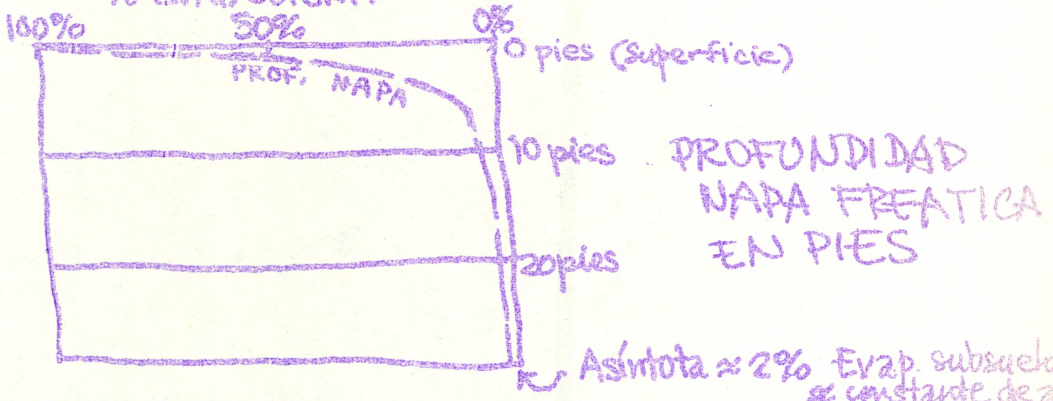
W = e/g

La porosidad disminuye exponencialmente con la profundidad.

Este caso tendría una variante de importancia en climas sub-húmedos: se producirá disecación hasta que la afluencia capilar logre equilibras la evaporación del sub-suelo



Es oportuno incluir un diagrama de evaporación del sub-suelo en términos de E. superficial



Hay que llegar a una profundidad tal que Kio(365 días x 86400 seg) = 2 a 3% de adelanto Evap. superficial.

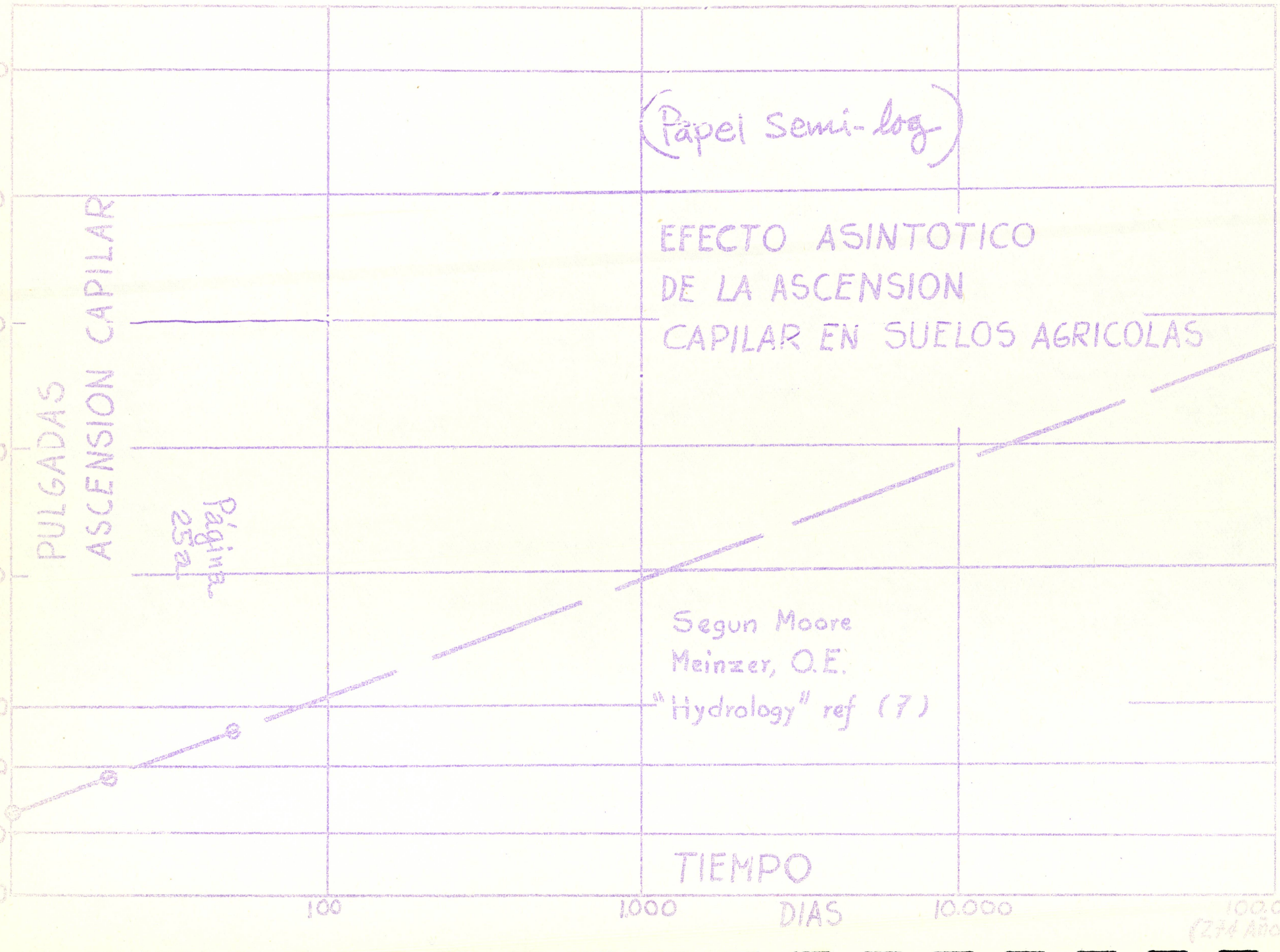
C) Succión f (Pv) Presión de vapor

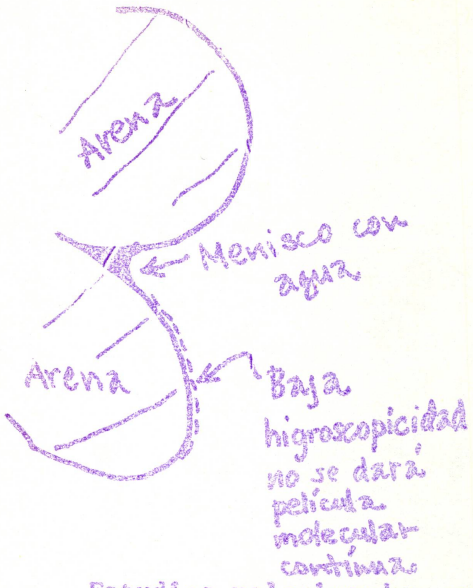
Este es el caso en arenas y gravas donde el agua drena libremente y queda una serie de meniscos verdaderamente aislados donde w = 2 - 3% y se producen succiones muy elevadas.

La humedad viene dada por el valor de la gradiente de presión de vapor que se forma entre el subsuelo y la superficie. Esto ocurre en el Estado Lara, en los rellenos de valles secos (Yucatán, El Cují, Bobare) Pv mesa freática puede ser 25 mm Hg y en la superficie Pv puede ser [illegible] 10 a 12 mm Hg.

(Papel semi-log)

EFECTO ASINTOTICO DE LA ASCENSION CAPILAR EN SUELOS AGRICOLAS





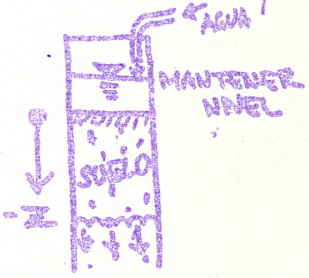
Antes de que Pv y HR sean función de w, se dará el caso al revés, la gradiente de pv (el vapor tendría excelentes vías de flujo en los numerosos poros) entre la mesa freática y el suelo será muy activa y fijará w. Este w no podrá lograrse en su totalidad ya que las fuerzas de gravedad provocarán un drenaje lento, al que seguiría más condensación, etc.

$$CC = f \begin{matrix} (Grad.Pv) \\ Grav. \end{matrix}$$

Estudios relacionados con el Manejo práctico de los Riegos

1. Penetración de la humedad.

Puede estudiarse en tubos de laboratorios. La gama de variables que intervienen en flujo uni-dimensional, no equilibrado, desaturado, etc. tienen una solución aproximada con el método de parametros ( ) donde la penetración del frente de humedecimiento (wetting front) será en términos de un parametro dimensional X



$$X = \frac{z}{\sqrt{t}} \quad \begin{matrix} z \text{ en cms.} \\ t \text{ en minutos} \end{matrix}$$

El efecto de penetración residual (una vez que haya cesado el riego) puede verse en esta forma.

2. Comprobar los trabajos de laboratorio en el campo usando sondas muestreadoras que no pertuban el suelo. Por ejemplo la sonda Willardson-Taylor. Usar Infiltrometros de anillos doble. El método mas reciente y más expedito de chequeo la migración de la humedad consiste en usar pozos-tubulares y contadores*.

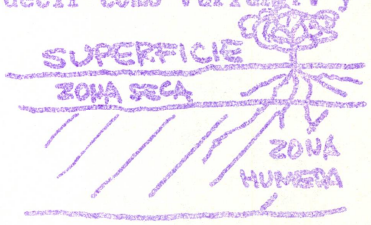
3. Tomar en cuenta el factor evaporación del sub-suelo en zonas áridas. Diseñar un

* El contador neutrónico que fabrica la Chicago Nuclear C funciona muy bien. El manejo es peligroso. El operario debe entrenar

tipo de riego que logre calar a niveles relativamente profundos 0,50. 0,60 mts. para economizar Evap. del suelo.

Ver entonces si la humedad que llega a este nivel no sale fuera de la zona de raíces.

4. Conocer el perfil con sondeos; tomar T de la mesa de agua; entonces se puede decir como varían Pv y w con profundidad.



Estas condiciones deben tomarse en cuenta para los fines de trabajar parametros de laboratorio. etc.

También pueden intentarse cómputos aproximados para ver hasta cuantos metros se lograría una saturación cerca de la capacidad de campo (trabajando con saturación y profundidad). En los suelos tropicales el descenso profundo de la humedad es difícil por la baja permeabilidad que conllevan las estructuras generalmente pobres de estos suelos.

* Evidentemente la migración profunda del agua es un efecto que se tiene en el suelo y que no se tendría en un lisímetro que se construyese para medir evapotranspiración. Es decir en el suelo hay Uso ETP + Pérdida al subsuelo y esto daría el verdadero "uso de agua" en el caso de napas profundas.
Sinembargo, el uso de un lisímetro de 2-3 metros prof. obviaría esta dificultad. Y en suelos muy pesados, el factor infiltr. profunda carece de importancia

Ecuación para aplicar Agua de Riego

Cuando se riega se cubre un deficit de saturación en el suelo; evidentemente en un sistema bien diseñado el suelo se dotará de agua a intervalos suficientemente cortos como para que la humedad se mantenga en valor de - succión que refleje la capacidad de campo local sin llegar a un proceso de disecación que lo aproxime a la succión de marchitez (coef. de Marchitez). En esta forma las plantas siempre cuentan con humedad fácil de extraer en los poros del suelo.

Si el coef. de Marchitez C.M. y la capacidad de campo CC vienen dados como % en términos del peso seco W_s, tenemos densidad aparente.

$$\gamma_A = \frac{W_s}{V} \quad \text{si } V = 1, \ \gamma_A = W_s$$

La aplicación de agua es entonces.

$$\frac{(CC - CM)\,\gamma_A}{100} \times \text{Factor de Penetración en metros}$$

Si γ_A se expresa en Kilos por m3 el resultado se tiene en litros de aplicación por m2. de superficie.

FAO - CBE
HIDROLOGIA

EL PROBLEMA DE RIEGO Y DRENAJE EN LOS LLANOS DE EL CENIZO.

José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil
Febrero de 1966.

EL PROBLEMA DE RIEGO Y DRENAJE EN LOS LLANOS DE EL CENIZO.

Ambiente Hidrogeológico.

La región que se conoce como llanos de El Cenizo tiene 6 características bastante definidas que pueden advertirse en la mayor parte de su extensión:

1) Suelos superficiales generalmente muy francos con relativamente poca retención de agua y que permiten una rápida percolación vertical del agua que se aplica en la superficie.

2) Manto freático relativamente llano que puede variar de 3 metros a 0 metros de profundidad.

3) Un depósito aluvional reciente de considerable espesor, debajo del cual se consiguen los sedimentos lenticulares inter-digitados (arenas, gravas, arcillas, arcilitas, limolitas, etc) de la Formación Betijoque.

4) El subsuelo debajo de las capas superficiales de suelo franco es invariablemente una formación continua de gravas y arenas, por lo general de buena permeabilidad.
Por lo tanto, el subsuelo es una especie de vaso comunicante que obra en un medio poroso.

5) Aguas subterráneas en las que prevalecen los cationes sodio-potasio, en función del ambiente geológico y geoquímico de la principal cuenca vertiente (Motatán) integrada mayormente por rocas ígneas ácidas y rocas metamórficas y sedimentarias de composición silícea en su mayoría.(Las calizas del Cretáceo andino sólo afloran en las vecindades de Carache, Chejendé, Japaz, Mitón y Torococo y en la vecindad de Trujillo.

6) Manchas salinas superficiales resultado del afloramiento ocasional de la tabla de agua (períodos de mucha lluvia + aniegos del Motatán). Al evaporarse el agua, queda un residuo sólido salino en el perfil superficial.

La Presa de Agua Viva.

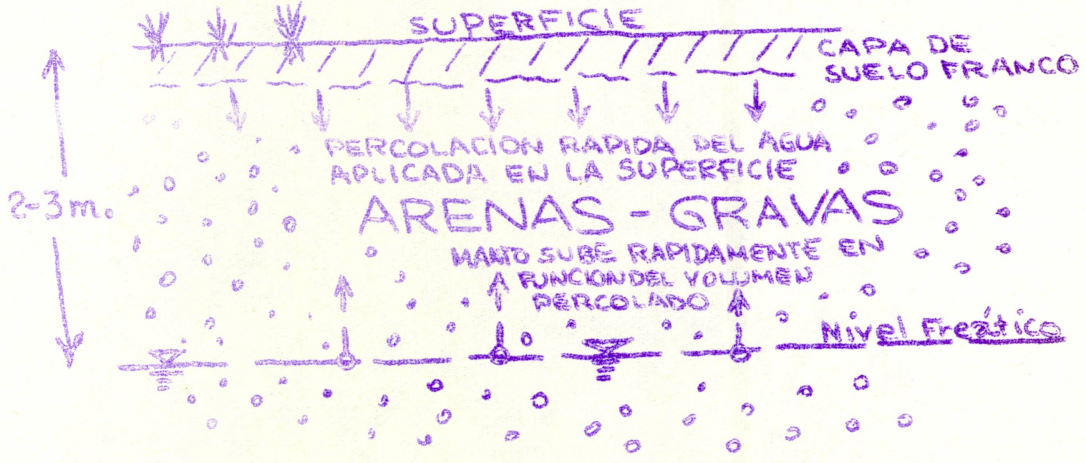
La presa de Agua viva es el estabilizador general de la zona por cuanto instituye el control de los aniegos y regula el agua para fines de riego; más aún, el embalse mejoraría la calidad del agua ya que incorporaría el agua del Motatán, el agua rica en cationes cálcicos de la vertiente del Carache, donde aflora el Cretáceo andino (Formaciones La Luna y Capacho).

Forma de Aplicar el Riego.

Es un error pensar que en El Cenizo se pueda aplicar agua "ad libitum" como si se tratase de un desierto de la Arabia Saudita con una tabla de agua a centenares de metros.

Es inevitable que, con el regadío, se produzca el ascenso del manto freático que está muy llano, e inclusive aflorado en muchas partes.

Veamos una condición típica:

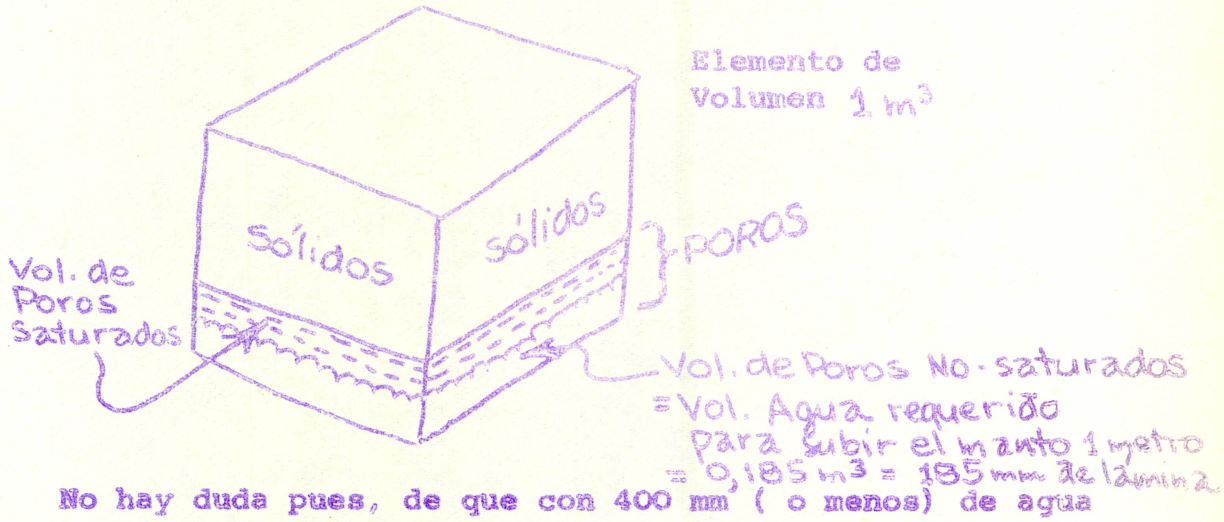


Podemos considerar una porosidad media del subsuelo de 37%. Esta porosidad estará por lo menos un 50% saturada y por lo tanto, el agua requerida para saturar un metro^3 de subsuelo sería:

$$0,37 - (0,37 \times 0,50) = 0,185 \text{ m}^3$$

Es decir cada 185 mm de agua percolada procedente de las aplicaciones superficiales, tiende a levantar la tabla de agua 1 metro; una relación de 1: 5 aproximadamente. Si consideramos el efecto de la capa de aire comprimido que queda debajo de las láminas de agua aplicadas, vemos que la razón percolación lineal-ascenso lineal del manto puede ser del orden de 1: 6 inclusive.

Sobresaturación del Suelo en El Cenizo
"(Water logging)"



No hay duda pues, de que con 400 mm (o menos) de agua percolada, es factible que la napa freática suba 2 metros y se aflore.

El arrastre de las sales del subsuelo producirá eventualmente un suelo salino al evaporarse el agua en la superficie, cuando el proceso se haya repetido a través de un número adecuado de ciclos.

Por lo tanto en El Cenizo el riego debe efectuarse en

forma MUY CONTROLADA según los pasos siguientes:

a) Aplicar el agua en la superficie, por métodos de surcos, preferiblemente. Desechar completamente las melgas y los aniegos.

b) Instituir un control piezométrico y regar hasta que la tabla de agua esté a 60-70 cms. de la superficie (zona radicular). En esta forma, subiendo el agua hasta un cierto punto, "arrimándola" de abajo hacia arriba para acercarle el agua capilar a las raíces, se está practicando en realidad la subirrigación, aunque en forma peculiar.

c) Suspender los riegos en cuanto se advierte que el manto llega a unos 60-70 cms de la superficie.

Al inicio de la época de lluvias la tabla de agua debe mantenerse a 80-90 cms.

Drenaje Agrícola:
Control del Manto en los meses de Lluvia :

En los meses de sequía, operando con piezómetros es muy fácil instituír la especie de subirrigación que ya comentamos.

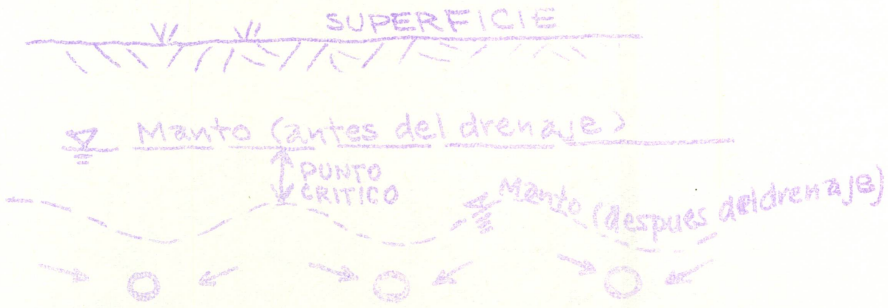
Pero ¿Qué pasa en los meses de lluvia abundante, si se dá una lluvia crítica por ejemplo de 100 mm o más en un día (o en dos días)? Pues sencillamente, que habría un afloramiento del manto. Por lo tanto se debe disponer de un sistema de drenes agrícolas y canales emisarios abiertos que permitan un control rápido en el término de pocos días.

Estos drenes deben estar provistos de compuertas en los canales abiertos de manera que su funcionamiento o descarga puede eliminarse en un momento dado; por ejemplo: en el verano o en épocas de sequía no conviene

que funcionen los drenes.

Diseño de los drenes, Consideraciones hidráulicas:

El asunto clave aquí es el descenso del manto en el punto central equidistante de los drenes, en función de tiempo.



R.H. Brooks ha desarrollado un método que se ha comprobado experimentalmente en el campo y que representa una mejora de los métodos de Kirkham, Van Schilfgaarde, Dumm, Krauge y otros.

Si observamos la figura 1, vemos que, para un momento cualquiera, la descarga del drén, por lo que se refiere al aporte de un solo lado puede escribirse en términos la ley de Darcy y las hipótesis de Dupuit (flujo netamente horizontal en el medio poroso) de la siguiente manera:

$$Q = K (D + h) \frac{\partial h}{\partial x}$$

El gasto viene da do naturalmente para un elemento longitudinal de 1 metro de drén con el aporte de un solo lado. K = Conductividad hidráulica o constante de Darcy y $\partial h/\partial x$ = gradiente hidráulica.

El mayor gasto se tendrá inicialmente cuando la sección en movimiento tendra una sección $D + H_o/2$ y la gradiente $\partial h/\partial x$ tendrá un valor aproximado = $\frac{2H_o}{L}$

CONDICIONES Y ELEMENTOS DE DISEÑO - Método de R.H. Brooks para el diseño de drenes

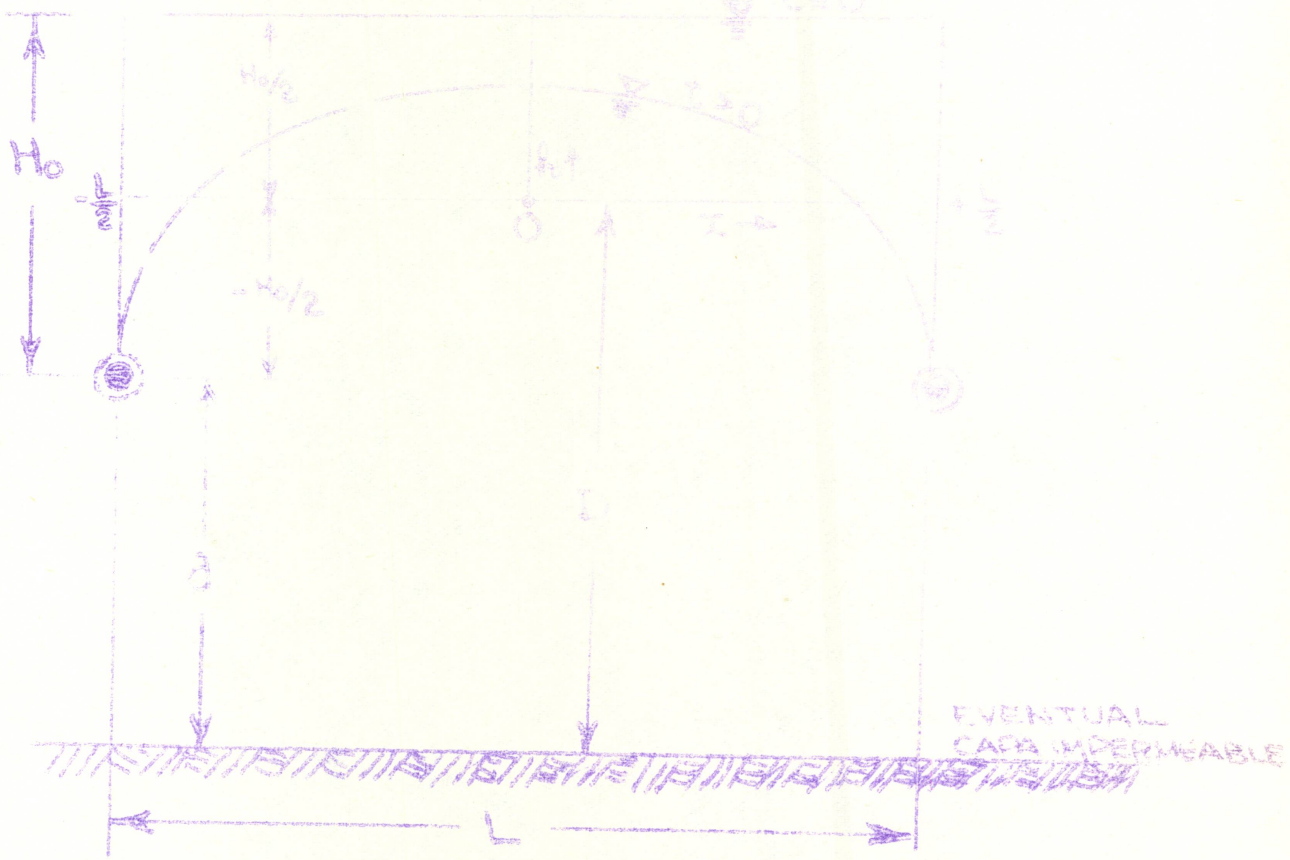
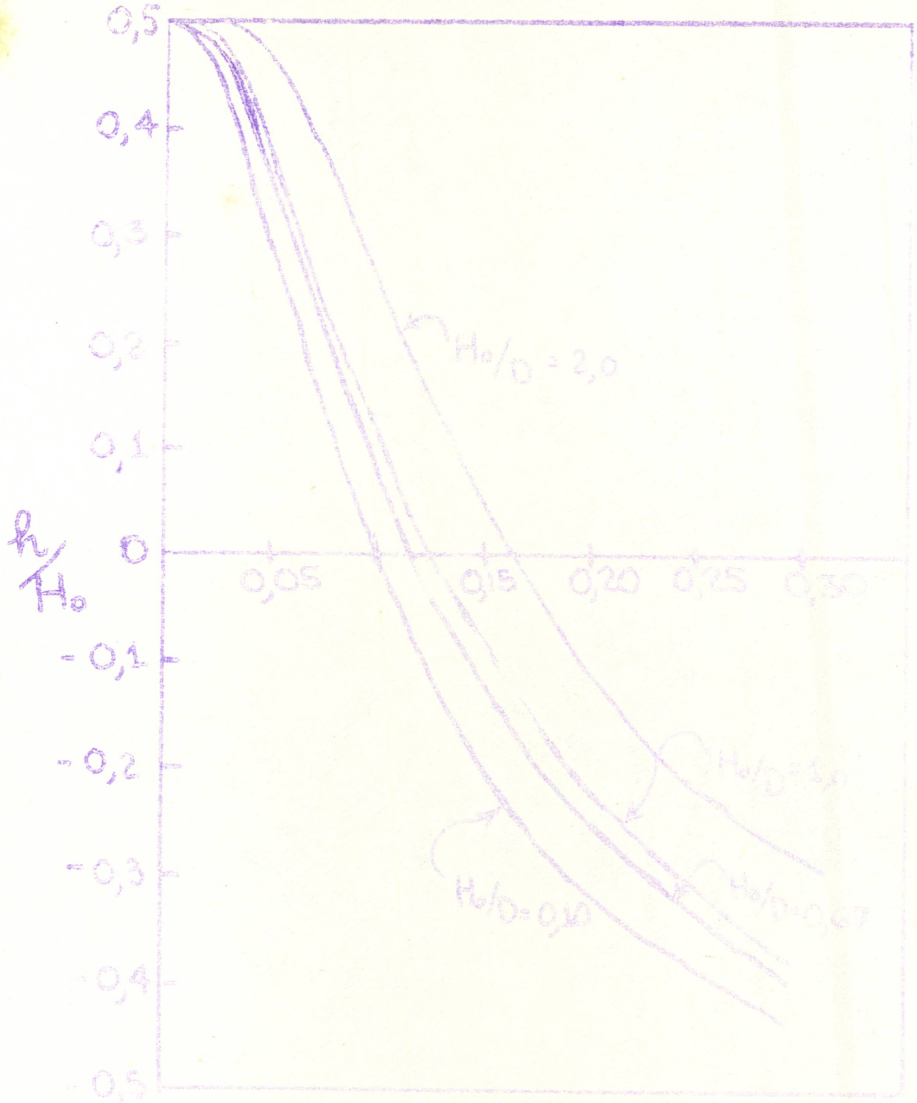


FIG. 1

GRAFICO PARA EL DISEÑO DE DRENES - Método de R. H. Brooks



$$\alpha = D \frac{K}{f}$$

D = Profundidad según Fig. 1.

K = Conductividad Hidráulica en Pies por Hora

f = Rendimiento Específico:

Aprox. 0,15 Arenas muy permeables

" 0,10 " menos " y suelos

t = Tiempo en horas

L = Espacio entre drenes, en pies

Por lo tanto la capacidad máxima en los primeros momentos sería:

$$Q = 2K\left(D + H_o/2\right)\frac{2H_o}{L}\ell$$

siendo ℓ la longitud del dren.

Se debe escoger un diámetro de tubo perforado que conduzca este gasto Q según la pendiente disponible. El tubo no debe trabajar totalmente lleno. Puede usarse un criterio de reducir el diámetro por tramos en función del gasto que varía con la longitud. Con la Fig. 2 se pueden resolver todos los problemas del diseño de drenes, para lograr la caída deseable en el punto central entre los drenes en un determinado tiempo. Las curvas de las figura 2 y los parámetros h/H_o y $\alpha t/L^2$ resumen las complejas ecuaciones diferenciales desarrolladas por Brooks y sus colaboradores para resolver estos problemas.

Los problemas deben plantearse con
K = pies por hora y
t = horas

El orden magnitud de K cabe dentro de los siguientes valores:

Arena de Permeabilidad Regular, K = 0,01 cm/seg=1,19 pies/hora
" " " Mediocre, K = 0,001 cm/seg=0,119 pies/hora.
Suelos Agrícolas con
buen drenaje K = 0,0001 cm/seg=0,0119 "

En El Cenizo podemos suponer que la capa de arena del subsuelo es relativamente profunda, o sea, que va a regir la relación $H_o/D = 0,1$

Si tomamos un rendimiento específico f, de 10%
y especificamos la relación h/H_o que queremos lograr dentro de un tiempo t, vamos a las curvas y procedemos de la manera siguiente:

1) Fijar el criterio h/H_o y en la curva para $H_o/D = 0,1$ leer la relación (Suponiendo que el subsuelo es relativamente profundo. Si H_o/D es menos de 0,1 el planteamiento cambia muy poco. Si H_o/D es mayor de 0,1 puede interpolarse entre las curvas)

2) Como quiera que se fija $\frac{\alpha t}{L^2}$ a voluntad y $\alpha = D \frac{K}{f}$ donde D tambien se puede fijar, puede procederse a despejar L.

Para el subsuelo de El Cenizo podemos considerar dos valores de K:

Subsuelo Permeable (caso general) K= 0,01 cm/seg; 1,19 pies/hora

subsuelo poco permeable K= 0,001 cm/seg ; = 0,119 pies/hora

Si tomamos D = 20 = 65,5 pies; H_o = 2 oo metros (drén relativamente llano) y t = 2 días = 48 horas; para abatir el manto 0,50 m., h/H_o = 0,25 y tendremos, para el caso de suelo permeable: h/H_o = 0,1; $\alpha t/L^2$ = 0,06 α,t = 780 x 48 por cuanto $\alpha = 65,5 \times \frac{1,19}{0,1} = 780$

$$L = \sqrt{\frac{780 \times 48}{0,06}} = 790 \text{ pies} = 241 \text{ m.}$$

Para el subsuelo menos perm., L = 79 m.

Si ponemos el drén más profundo H_o = 3 metros y consideramos un subsuelo rel. profundo D = 30 m = 98,5 pies para H_o/D = 0,1, con el mismo abatimiento de 0,50 tendremos h/H_o = 0,33.

Para t = 6 días = 144 horas $\frac{\alpha t}{L^2} = 0,04$

subsuelo permeable = L = 2060 pies = 627 m

subsuelo menos permeable = L = 650 pies = 198 m.

Para las mismas condiciones anteriores y con t = 10 días = 240 tendremos

Suelo permeable : = L = 2650 pies = 806 m.

Suelo menos permeable : = L = 837 pies = 255 m.

El gasto máximo para este último caso por metro de longitud L del dren.

$$Q = 2 \pi \left(D + B_o/2 \right) \frac{2 h_o}{L}$$

para el suelo permeable = 0.95×10^{-4} m3/seg o sea 9.5 litros por cada 100 metros de longitud de tubería perforada para drenaje agrícola.

Dada la alta permeabilidad y condición profunda del subsuelo y admitiendo un control de 0.5 metros en 10 días la última solución parece aceptable y debe aplicar bien en muchos sectores de El Cenizo.

Disposición general de la red de drenaje - construcción de los drenes:

PLANTA:



Sección:

Canal Abierto con Taludes de Grama Pendiente 3:1

Los drenes laterales requerirán excavaciones superiores a 1 m. filtro de arena bien gradada para evitar colmatación gradual

La Actual Zona de Riego

La actual zona de riego presenta una condición general de falta de drenajes, con sobresaturación de los suelos y muchos sectores salinizados.

Aquí se debe proceder a bajar el manto suspendiendo el riego e introduciendo algunos drenajes. Es posible que se logre suficiente lavado de sales si la lluvia integra percolar la masa del suelo superficial. Pero para lograr ésto hay que evacuar el perfil en un trayecto adecuado.

El problema se complica mucho por cuando la elevada

carga de azolves se pasa a los drenajes abiertos reduciendo la capacidad de éstos. Una medida que debe tomarse es la de tratar de reducir la entrada de azolves al sistema, operando en la mejor forma las compuertas de toma inclusive, llegando a introducir algunas modificaciones en las estructuras.

Requerimientos de Riego

Estos surgen principalmente en función de la mala distribución de las lluvias. Globalmente, el requerimiento no es mucho. Si tomamos para la zona : Evaporación E = 1800 mm. Evapotranspiración = 0.8 E = 1440 mm.

En Vivián la lluvia media es de algo menos de 1000 mm y hacia el lago el promedio puede llegar a 1300.

El problema de riego surge pues por mala distribución. Hay exceso de agua en algunos meses y falta de humedad en otros. En los meses de lluvia debe trabajarse con un criterio "drenaje" y en los meses de sequía con un criterio "riego controlado".

Cultivos

Las zonas bajas tienen un buen ambiente para pastos de alto rendimiento: Pará y Pangola.

El Dr. Th. de Wit ha indicado la posibilidad de establecer algodón de fibra larga. La zona también sirve para el cultivo de plátanos, maíz, cítricos y ciertas variedades de uvas que el MOP ha cultivado experimentalmente con éxito.

El arroz de secano tal vez tendría un buen ambiente aquí en contraste con el arroz de inundación que produce pantanos salinos.

Estudios Requeridos para tomar una decisión final

El actual análisis se ha fundamentado en las inspecciones y estudios realizados hasta el momento por el pro-

grama de Cuencas Hidrográficas FAO-CBR.

Se considera que los puntos siguientes deben aclararse antes de llegar a una decisión final en cuanto al proyecto de obras de riego y drenaje:

1) Continuidad del manto freático y profundidad del mismo

2) Naturaleza del subsuelo --- verificar la hipótesis de un subsuelo continuo de gravas y arenas mediante un cierto número de sondeos y exploraciones geofísicas por métodos eléctricos.

3) Características hidráulicas del medio poroso en función del diseño de drenes y de la ubicación de posibles campos de pozos para incluir algunos sectores de bombeo.

4) Ver bien las condiciones que prevalecen en los sectores bajos antes de las ciénagas --- posiblemente eliminar algunos tramos de canales en este sector.
NOTA: Este sector es artesiano en gran parte y hay mucha evidencia de circulación vertical.

FAO - CBR
Hydrology

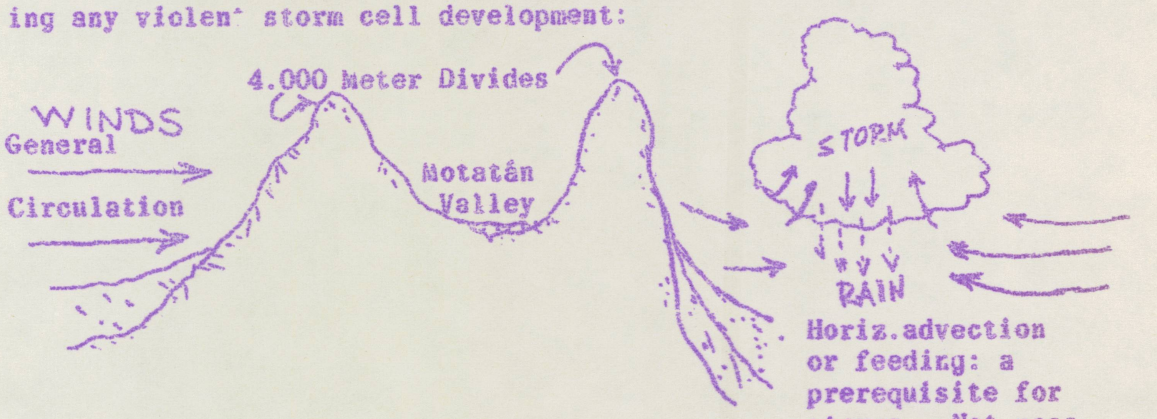
A REVIEWAL OF FACTS AND QUESTIONS RELATED TO THE TURRIO-COJEDES-MOTATAN WATERSHED STUDY

José María Ochoa Pile
Civil Engineer
January 1966

MOTATAN

1. Upper Motatán Base Flow and it's Use

The Upper Motatán is a river reach of very high hydraulic efficiency - the regime is quite fluvial. To a large extent this is due to the type of low intensity precipitation prevailing in the area, because of the "boxed up" uplands, a condition precluding any violent storm cell development:



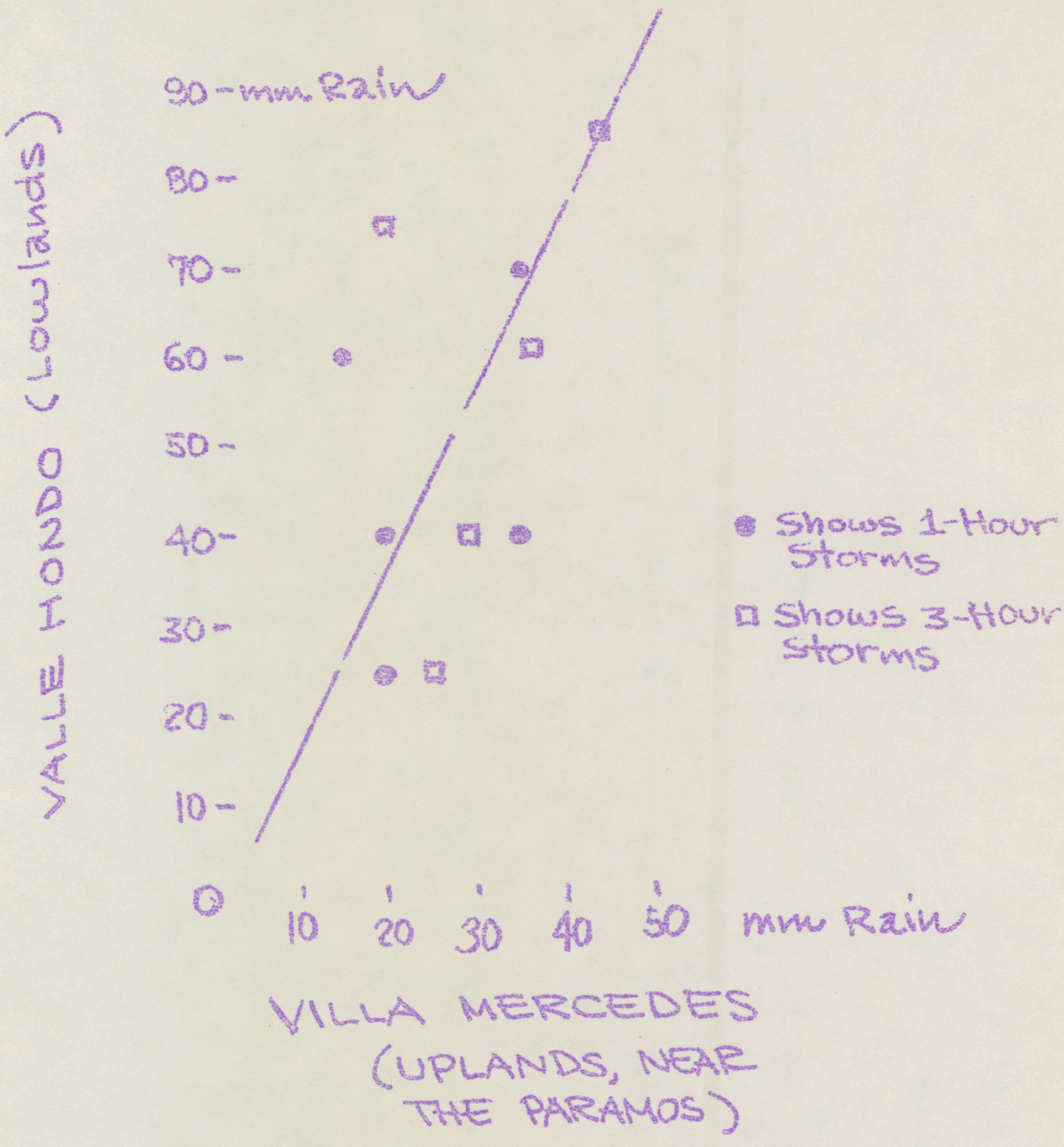
See Correlation of Precipitation Data on following page Upper Motatán Station (Villa Mercedes) and Monay basin station (Valle Hondo)
The relatively benign hydrology creates a high infiltration, clear base-flow regime of evident perennity. Cirque Lakes, glacial moraines and similar debris of high valley glaciation contribute likewise to this positive condition. Rainy season base flow at Valera runs to about 8.000-10.000 lit/sec dropping to 3000 lit/sec or slightly less in the dry period. The same low-intensity nature of the overall rainfall makes for a degree of laminar erosion of lesser severity, despite the vigorous tillage of sloped lands.

The Motatán base flow is being increasedly used for irrigation of truck-garden farms, a practice which, if continued, will create very great inroads in the well regulated base flow.

It must be bornein mind that these upper valley lands, if used for high-yield wheat and barley could be helping to alleviate the very large national deficit of these cereals. At the same time, since these crops would not require irrigation, a savings would result in the water budget.

The actual poor yields in wheat and barley, because of a total

CORRELATION OF RAINFALL



VILLA MERCEDES
(UPLANDS, NEAR THE PARAMOS)

The good fluvial regime of the Upper Motatán is a result of the <u>benign rainfall</u>; NOT of the water shed. Max. Rain for 24-Hour duration: 49 mm

lack of technification of the general crop practice, have given these crops a bad reputation. Apparently, with good practices, yields of 3000 Kgs. per hectare can be expected, according to Dr. Th. de Wit,

Some uses for Upper Motatán Water:

a) Valera-Motatán - Carvajal - Arajita - Betijoque - Escuque-Sabana Libre, etc.
Water System (the watershed metropolitan area)
Requirements about 1.000 lit/sec by 1980

b) Possibly diversion of about 1000+ lit/sec to the IAN Betico area

c) Sugar Cane irrigation -
Valera - Motatán area

QUESTIONS:

Would the use of upland wheat and barley (non-irrigated) be more favourable in stopping laminar erosion than the actual irrigated crops? In the Mombey valley, a surprising amount of laminar erosion sediments are proceeding from irrigated areas on generally mild slopes.

Would it not be better to turn the Mombey Valley to non-irrigated high yield wheat and barley eliminating the sugar cane with its national (and world-wide) surpluses and its high use of water? If this is done, water supplies in the Valera area would increase by about 1000 lit/sec., a valuable amount. In fact, this supply could be enough for the Valera Metropolitan area. The Mombey is a cheaper souce (and provides much greater head) than the source now being contemplated by INOS at Miraflores.*

Why not have IAN acquired these lands for high-yield wheat and barley farms and make the water supply available for metropolitan use? That is, unless the actual owners agree to the proposed change of crop. This could be a very attractive move.

What about sheep farming in these uplands? The same wheat and barley criteria goes to the large valleys and terraces as the same where very large irrigation operations are going on.

* Pipeline construction in the granite gorge down from Miraflores will be a difficult and costly problem.

In general, it would appear that in the highlands, a proper policy would be:

1) Cultivate high-yield cereals in the flats (or permissible slopes) Alternative : Pastures and sheep and/or Jersey cattle.

2) Cultivate fruit trees (especially grapes, apples, pears, peaches, apricots) in the steeper slopes. Coffee is a standard mountain crop, but requires calcareous soil to do well.

3) Irrigate as little as possible

Some comments on Geology and Water Quality

A striking feature of the Motatán is the Betijoque formation with its terrace-hills of siltstones, gravels, sands, friable sandstones, clays and claystones. Some of the terrace walls are incredibly high and steep and one wonders at the stability of such highly granular masses. The mind naturally wanders to the same features observed in loess terranes. However loess is usually well cemented with calcium carbonate, so then, what is the cement in the Betijoque? Without doubt, judging from the prevailing rocks of the area, cements made up of silica, sodium and potassium compounds. The prevailing rocks are to a great extent siliceous: - Misoa - Trujillo sandstones and siliceous shales, Betijoque siliceous sediments, acid intrusive igneous rocks (granites) and related metamorphic forms (gneisses). Only above La Mesa is there a sequence of basic-derived metamorphics.

Calcareous rocks are not much in evidence in this watershed excepting the masses of the Capacho-La Luna limestones in the vicinity of Carache, and in the vicinity of Japaz, Chejendé, Mitón, Torococo and the Apón-Tibú limestone in the vicinity of Trujillo.

The boservation can be made that except for the limestone in solution coming from the Trujillo (Castán) watershed, all limestone waters (or let us say waters with a substantial limestone content) would proceed from the general Carache Watershed.* The Carache watershed is highly impervious and given to flash floods with a very poor fluvial regime.

---

* The hypothesis that high base flow in the Jirajara proceeds from Karst areas in the adjacent Carora watershed can be easily verified by water analysis. The surface watershed itself is siliceous.

If we next proceed to observe that the major contributors of non-flood waters, the Upper Motatán watersheds, all have a siliceous geological ambient, one must conclude that all ground waters and surface waters in the watershed have perforce to show a sodic-potassic saline tendency, as well as a great deal of the soils.

A great deal of the water wells in Monay-Cenizo and the Betijoque terraces down towards El Dividive, Sabana de Mendoza, etc. definitely show this high sodium potassium trend.

One great good that could come of the Agua Viva dam is the impounding of flood waters from the flashy high-runoff calcium-bearing Carache watershed. This should ameliorate the general quality of the waters to be used at El Cenizo.

As it is, sodic saline soils are much in evidence in the Cenizo area, wherever water-logging has occurred, or where ground water has been draining by evaporation.

Monay and the Agua Viva dam - El Cenizo

In the Monay some 7000 to 8000 has. of irrigable IAN lands could be watered by means of:

1) Diversion from Motatán (Betico area) (Catalina area) *

2) Quimeache Dam aided by some Carache water (Zapatero area)

3)Bonilla-Jirajara base flow (plus a small dam on the Jirajara) (Bottom lands of Bonilla-Jirajara)

4) Small dams at San Antonio (and possibly Batey) for pasture irrigation.

All these IAN lands are poorly used at present. Sandy lands of the Monay could be used for manioc (yuca) production (no irrigation required). A large starch production unit could be located here. Peanuts could be another good prospect, no doubt. Without doubt both this area (and El Cenizo) should be dedicated to improved pastures to a large extent, a trend which is now evident.

Main facts connected with the Agua Viva dam are:

1) The dam is required for proper flood and silt control.

2) The dam will provide irrigation water in large amounts for the Cenizo area.

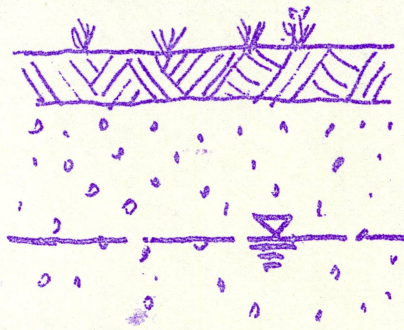
* Also by pumping from the future Agua Viva Dam and initially, by pumping the effluent creek and river flows.

3) The dam should not be built too high to save flooding valuable lands in Monay.
The high dam (for hydro power) would flood all the Jirajara-Bonilla bottom lands (thus cancelling the Jirajara scheme) and a lot of good pasture and sugar cane lands.
The hydro power scheme can very well be scrapped. If so, for a 1 billion m^3 yearly flow, a 1 billion m^3 dam would be more than adequate for flow regulation. However, there still remains the question of siltation. MOP engineers report sediment loads of 6,5%.by volume at flood stage. Given a mean load of 4 or 5% the dam could go very fast and with it, the means of providing good operation of the Cenizo area, the one and only major land resource of the Trujillo area.

4) Without doubt, large scale and fast moving soil conservation schemes should go into effect immediately in the Castán, San Lazaro and Carache watersheds, and the Jirajara-Bonilla watershed should be declared a forest reserve with controlled grazing immediately. Loss of soil cover on these two watersheds sitting on top of Agua Viva could prove ruinous to the Agua Viva scheme.

Main facts about Cenizo Irrigation Scheme:

1) A simple "canal system irrigation" undertaking is no go; this can well be called "Operation Waterlog". One cannot go to playing happily with the gravity flow of water applied to the land as if the land surface were located in the deserts of Saudi Arabia: here we have an incipient swamp condition in most of the area (with an actual swamp at the lower end) and the canal system must be used to "sub-irrigate" by adding water to the land so as to raise the water only so much with the large volumes which naturally infiltrate through these highly pervious soils.
It is very easy to raise the water-table let us see:
Higher Cenizo lands:



With 35% porosity in 10 feet we have: 3,5 feet of pore space. Say that this is saturated 30% (low) then we have only 2,5 feet of free pore space. Adding 2,5 feet of infiltrated water will raise water table 10' to the surface.

At lower elevations w/water table at 1' or 2' (or on the surface) drainage rather than irrigation is the main requirement. Without doubt there is little reason to take the canal system as far out as contemplated originally.

2) Continuous Piezometric Control is the only means of successful irrigation (in the higher areas) here:
If the water table starts dropping too much, raise it carefully by irrigating the fields.
If it is coming up and getting close to say 1,5 to 2 feet, stop irrigating.

By trying to hold the water table at 2' virtual subirrigation could be established. This will call for very good control in the rainy season. Without good handling the result will be a larger edition of the actual saline irrigation-created swamp.

3) Crops for the area are another question: Th. de Wit talks of long-fibre cotton w/plaintains, pastures, fruits as other good alternatives. Perhaps upland (non-irrigated) rice could be a success here with "subirrigation" as stipulated. It is a well known fact that flooded rice is a salt-marsh producing mechanism.

4) In the past the water table has come close to the surface in many places, this condition has been helped by flooding (and water-logging) by the Motatán. Evaporation has concentrated salts and as it was pointed out, the geological ambient and the hydrology combine to give a sodic-saline trend.

5) Moreover, there is evidence of vertical groundwater circulation (discharge by evaporation) in the lower areas, a process naturally leading to surface soil salinity.

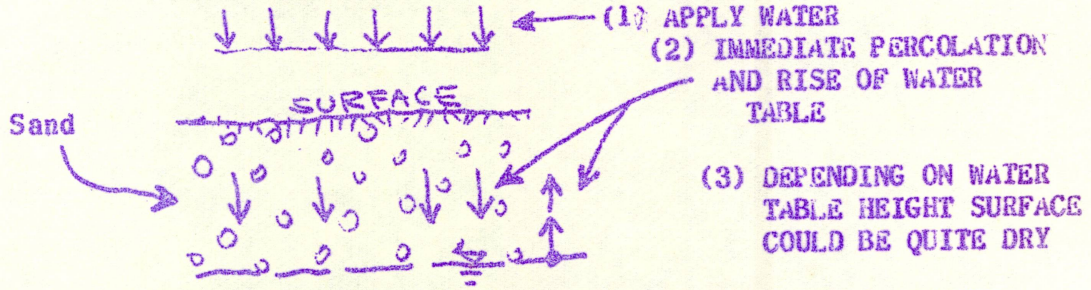
6) It is quite possible that surface goundwaters are more saline as a result of local contamination with surface saline crusts.

7) The lower areas should work quite well, the way they are now being worked: improved pastures (especially Pará and Pangola) and plaintains.
Pump irrigation is a good alternative over large areas and would help the general drainage problem.

8) Holding the water table down in the rainy season will be a tricky operation, let us see:

Suppose we get 200 mm of rain in one month. Evaporation E, here can be about 150mm and Evapotranspiration = 0,85 E approx. So ETP = 0,85*150 = 130 mm. We then have a surplus of 7 cms of percolated water which would raise the water table 28 cms. (4:1 ratio, one cm or other unit of percolated water will raise water table 4 cms. or other units)
With 200 mm of rainfall in a few days surfacing of the water table is almost unavoidable. Water table before the rainy season should then be dropped to 80 cm depths. However, deep drains and some transverse french drains (w/control gates) will be needed to properly control the water table.

9) There is no guarantee however that water will behave in such orderly fashion: given the high permeability it is quite possible that any application of water will produce very high losses as vertical seepage, whereby the surface soil <u>will remain dry</u> a short while after irrigation is applied and percolated water will be bringing up the water table at a very fast rate, producing water logging.
The following sketch should clear up the idea;

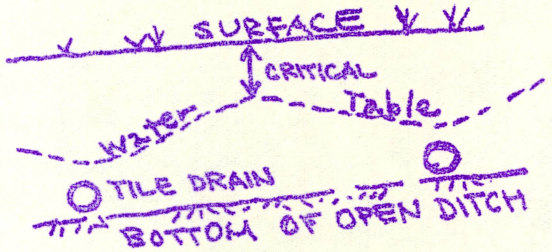


AFTER A WHILE, REQUIRING MORE WATER WITH A FURTHER RISE IN THE WATER TABLE.

10) All in all, it appears that subsoil drainage to some degree <u>is a must</u> if Cenizo is not to be an extension of the actual swamp.
However, the subdrains should be <u>gated</u>* to raise a lower water table at will:

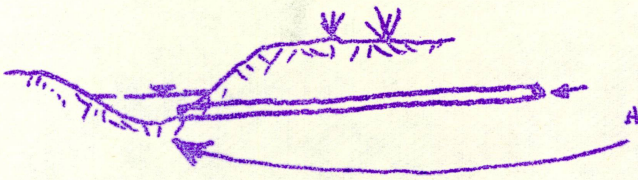
* Gates will provide better control in the open drains.

TRANSVERSE VIEW: OF DRAINS



Working w/say, 500 meter spacings, check time lowering of crest with Cenizo Darcy K (average)

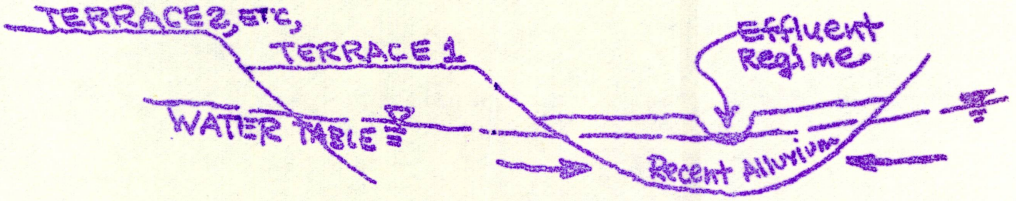
LONGITUDINAL VIEW: OF DRAINS



Open Ditches
About 1 KM APART ACTUAL LAYOUT

Groundwater in the Monay is not very promising - apparently most of the aquifers, although deep and fully saturated, are poor in permeability. So far most of the wells show poor yields. Geophysical tests and some exploratory drilling will seek out the prospects of some undrilled localities.

The Monay river system is effluent:



Rivers increase flow downstream (about 20 lit/sec per km) of inflowing seepage)

Jimenez Levee

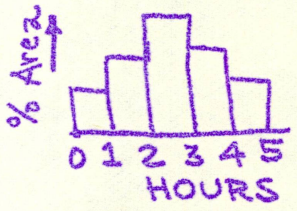
The protection of IAN bottom lands with a long levee in the Jimenez requires a cost feasibility study, whether protection offered is economically justified. A certain critical storm intensity will have to be decided on, in order to design the proper hydraulic capacity.

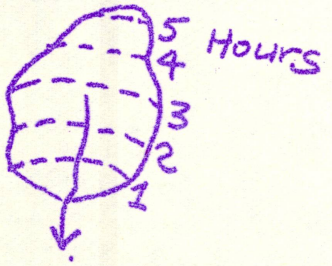
Unit Graph Procedures

In general, in deciding on critical storms in both watersheds for evaluating certain critical maximum flows (Jimenez levee, Quimeache, San Antonio & Batey spillways, Turbio Dam spillway, Nuare-Charay-Buria flood máxima) the following principles should be kept in mind:

1. Sherman Unit graphs work best with rains occurring in fairly uniform intensity over the whole watershed area.

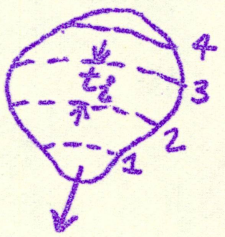
2. It is convenient to pound out some trials with IUH or instantaneous unit graph solution. Here rainfall depths can be varied over the area. Two general situations apply:
   a) Long storms with a duration greater than t_i (concentration time between isochrones)
   This calls for routing an area-isochrone histogram with a Muskingum (or Horton-Clark) solution:





The histogram is the inflow graph for a theoretical reservoir located at the lower end.

b) Rainfall period smaller than t_i



Hydrograph is the result of drainage of successived isochrone bands. Peak corresponds to excess rainfall rate at widest band.

Infiltration indexes must be known approximately (or critical hypotheses made, for instance rain after preceding rain has saturated soil) in order to apply these approaches.

TURBIO-COJEDES

Barquisimeto Water Supply

Most potent intra-watershed solution Nuare-Charay w/Buría (Nirgua) diversion by gravity.*

Conflicts: None (as far as concerns Majaguas) but projects for tunneling water to the Yaracuy watersheds, now going full blast, can change this condition.

OTHER LESSER SOURCES

Titicare alluvial Pocket
w/ a potentiality of 300 Lit/Sec.+

Maporal Alluvial Pocket
w/a potentiality of about 200 lit/sec+
(will be verified when groundwater data is analyzed)

Other Effects to be reckoned in regard to Barquisimeto Water Supply:

The area is hit by almost total droughts every 100 years or so therefore:

1) Dams cannot be relied upon too heavily

2) Groundwater supplies which exist in ample amounts should be kept up to full strength (by recharging if necessary) for pinch-hitting duties in times of drought.

Ruezga-Mamón Watersheds

Irrigation dams here definitely known to be unfeasible - however small silt and flood control dams are quite possible. They would create moist, tillable silt terraces and contribute to ground water recharge. FUDECO explorations at Mamón No. 1 Dam conducted by Dr. Hipólito Kwiers definitely prove that a general water table is to be found in ancient slide masses of sedimentary rocks north and west of Barquisimeto.

With deep drilling, one eventually encounters an area of limestone, or rock breccia in a fault zone, or fractured and jointed rocks, where some water can be extracted. The amount produced will

* Recent computations of the gaged flow show a total regulated flow of approx. 2800 lit/sec. for the whole watershed.

depend, of course, on the nature of the local aquifer.

Barquisimeto - Yaritagua aquifers

1) Recent stability (or recent trend) of the Turbio aquifer in the Cabudare-Barquisimeto overdraft zone will be examined shortly, using the most recent data on water level fluctuations.
   ITEM: Turbio recharge has been rather high this year though, because of unusual cold front storms in the middle of the dry season. Compute effect of normal years by using INOS data at San Miguel (Upper Turbio river recorder)

2) Yaritagua area shows stability. Inflow into the area is without doubt due to two sources:
   a) Turbio alluvium subsurface flow, Q_1 (known)

   b) Contribution from the limestone aquifers, Q_2 (unknown)

Q_t = Total Pumped Volume (Known)

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

$$Q_2 = Q_t - Q_1$$

Barquisimeto - Duaca deserts

For a long time, dry-farming areas try to develop a little ground water irrigation by drilling the limestones south of Eneal. Use the water for fruits and other high yield crops.
Eventually, irrigate to some extent w/treated Barquisimeto sewage.

Turbio Dam at Barranca Amarillo and related affairs.

Re-evaluate w/this year's data on sediments, floods and MOP data (Tonono)

This should be a feasible project even allowing for some upper Turbio recharge.

Torrential control of Guaremal and Las Animas watersheds necessary to stabilize the Turbio damsite, and to protect Yaritagua from floods

Sarare Valley

Very large groundwater resources, IAN should try to develop more land there Check to see how much groundwater is migrating through the alluvial divide. Have data for this now:

- transmissibility
- Hydraulic gradients
- Aquifer Depths
- Lenth of Phreatic front

The Rolling Hills (Pegon Formation)

This is the old Plio-Miocene lake-fill terraces of generally low permeability: clayey-gravel lenses in a general clay matrix. Low-yield water wells can be drilled at almost any place and, in a few localities, medium yields of about 10-15 lit/sec are possible.

The rolling topography and semi-lateritic nature of the soils make this an ideal cattle country. This extends from Sabana de Parra through Sabana de Londres, Manzanita, El Totumo, El Altar, Gamelotal, Los Cristales, etc.

Questions of interest to the FAO Cattle Expert Dr. Guillermo Gómez in relation to these lands are:

1) Amount of water that can be pumpted per Km^2 and use it can be diverted to:

   a) Drinking Water for cattle
   b) Possible small irrigated plots of improved high-yield pastures like Elephant grass, Pará Grass, etc.

2) Coefficient of impoundable water per Km^2 of watershed area and what would be the possible yield if used for above two purposes a) and b). (The area abounds with small dam sites; however, there must be located in low areas with relatively high water tables to avoid possible large losses.)

3) On this basis adopt a load coefficient per Km^2 (Head of Cattle Units)

The Nirgua-Tucuragua Mountains

This could be called cattle Area No. 2. However in contrast to Area No. 1 (The Pegon rolling hills) mismanagement, annual burning of grasslands and overgrazing can lead to serious erosion here, particularly in the exposed "red beds" of the La Quinta formation in Sta.. Cruz and Upper Tucuragua.

Small dams are quite feasible here in the Aguardiente, Tacagua, and La Quinta formations and in the siliceous intervals of the Cacho formation (also in the metamorphic limestones or marbles). These small dams could be used for drinking water and/or irrigating

small patches of improved pastures. However, all the area abounds with small rivers and springs in the valley bottoms.

Some forest reserves and coffee plantations in the Apon and Capacho formations would be most desirable.

This is the high runoff watershed supplying Majaguas and if erosion starts, Majaguas will go pretty fast.

Town of Nirgua

1) Decide on the small dam to help the water supply system and increase local irrigation.

2) Check on groundwater Table Recession with actual exploitation. (Get Dose from INOS Wells.) About one week's work.

Sanitary Questions: Both Watersheds

These questions remain basically the same as they were reported in the general preliminary study submitted by the author a few months back.

Gobierno de Venezuela
Fondo Especial de la O.N.U.

Programa de Ordenación y Desarrollo
de Cuencas Hidrográficas

CUENCA TURBIO-COJEDES

Estabilidad de los Aluviones del Turbio como fuente de abastecimiento para el acueducto de Barquisimeto (Sector Específico de Bosque de Macuto).-

Informe Preliminar

F.A.O. - C.B.R.
Febrero, 1965

José María Ochoa Pile
Ingeniero Civil

NOTA PRELIMINAR:

El suministro de agua de la ciudad de Barquisimeto es un problema que ha merecido la atención de varios organismos del Gobierno, correspondiendo las principales iniciativas al INOS. El actual programa de Cuencas Hidrográficas FAO-CBR está haciendo un inventario minucioso (por sub-cuencas) de la cuenca Turbio-Cojedes. Entre otras cosas se está estudiando, en forma integral, el recurso de agua subterránea de la cuenca del Turbio. Los datos recabados para el momento nos permiten hacer un análisis bastante claro de la situación de los actuales recursos y esto facilita la adopción de una serie de medidas tendientes a garantizar la estabilidad de las fuentes actuales.

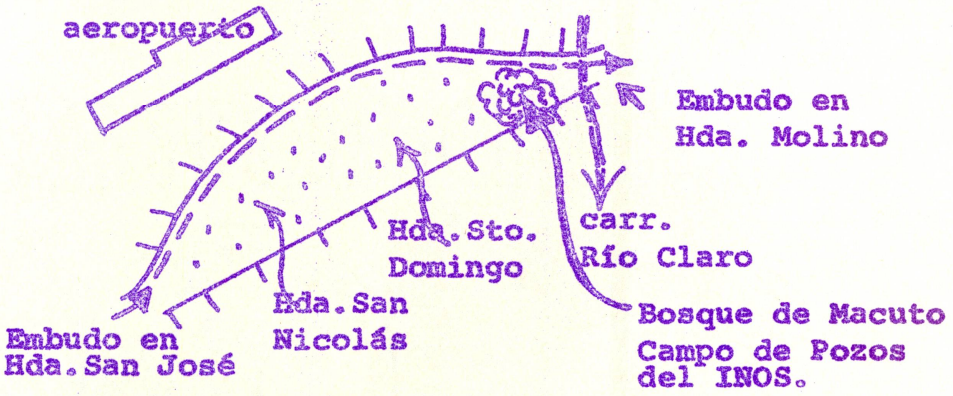
Por otra parte, se hace mención de algunos recursos de gran envergadura que entrarán en el cuadro dentro del futuro inmediato, con el fin de que las decisiones que se tomen no choquen con los planteamientos de largo alcance que están llamados a lograr una buena integración de la dinámica económica de la región.

I N D I C E :

	Página
Nota Preliminar.....	I
Observaciones generales sobre el sector Titicare - Bosque de Macuto - Tarabana.....	1
Bombeo del INOS en el Bosque de Macuto Planteamiento "Hidrodinámico".....	6
Bombeo del INOS en el Bosque de Macuto Planteamiento "Hidrológico".....	9
Alternativas - Conclusiones - Recomendaciones.....	12

OBSERVACIONES GENERALES SOBRE EL SECTOR TITICARE - BOSQUE DE MACUTO - TARABANA.

El campo de pozos del INOS en el bosque de Macuto está ubicado en el extremo N.E. de una franja de material aluvial reciente que tiene la siguiente geometría:

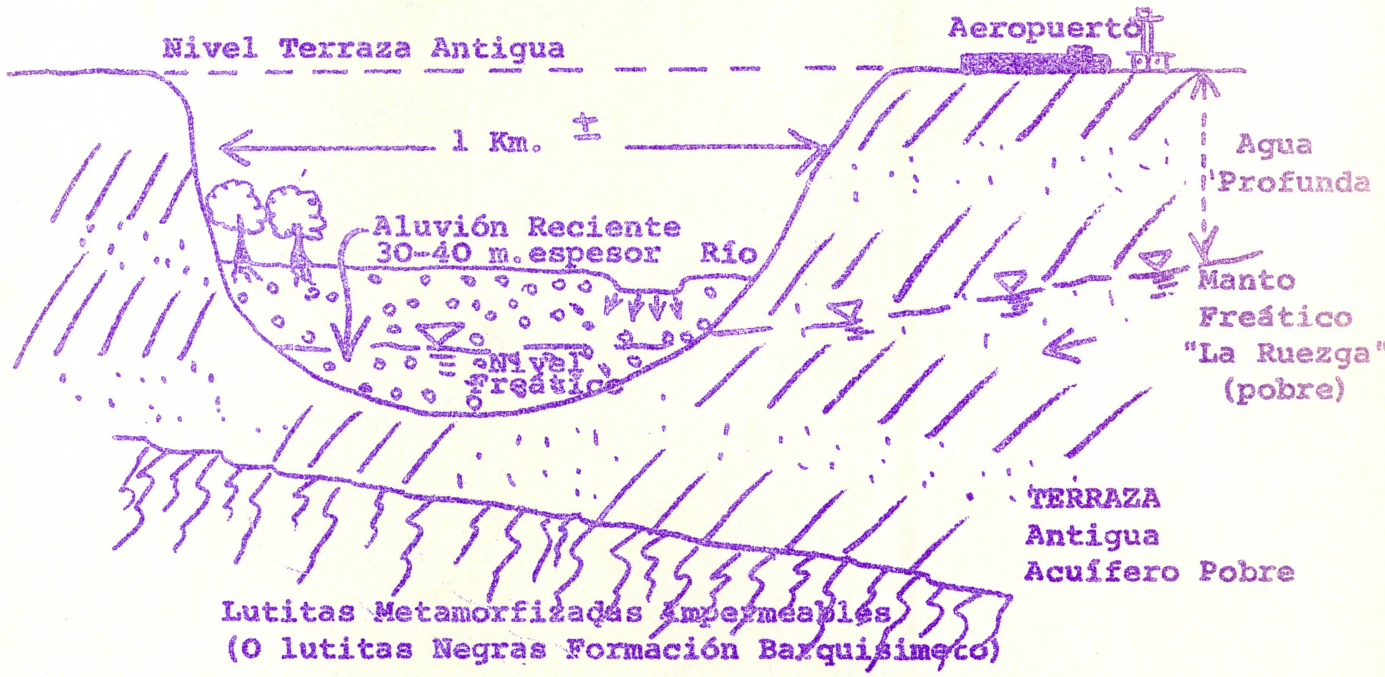


El relleno aluvional del Turbio se ha indicado punteado:

y el material que lo confina (acuicludios o barreras impermeables o de baja permeabilidad) se ha indicado así:

En realidad, la antigua terraza profunda sobre la que se ha construído el aeropuerto no es un acuicludio, estrictamente hablando, pero sí un acuífero de baja permeabilidad y extensión limitada, al cual puede dársele categoría de acuicludio.

Se sabe que en los sedimentos de la Ruezga hay un manto freático que se pasa a la fosa del río Turbio por debajo del aeropuerto y una sección generalizada de este sector muestra el siguiente aspecto:



Pero como ya se dijo, las terrazas viejas representan sedimentos de baja permeabilidad, que pueden catalogarse como acuicludios.

Entonces definimos el aluvión del Turbio en el sector indicado como un bolsón confinado por paredes impermeables, de 5 kms de largo x 1 km ± de ancho y con espesor medio de 35 m - 40 m - 45 m (tomar 40 m de promedio). En algunos puntos la roca se consigue algo más profunda por plegamientos o fallamientos locales.

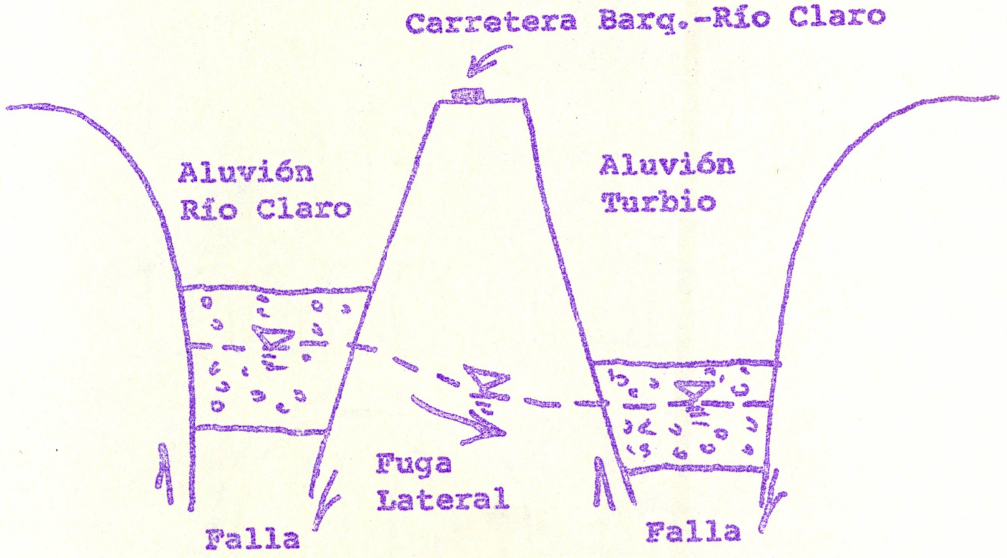
El volumen del acuífero es entonces de 5 km x 1 km x 40 m = 200.000.000 de m3. Originalmente, cuando el nivel freático estaba a flor de río (en la superficie) el volumen de agua embalsado en el medio poroso era del orden de 30 millones de m3 (usando 15% de rendimiento específico o drenaje libre).

En los actuales momentos el nivel freático está entre 15 y 20 metros en casi todo este sector, de manera que el espesor saturado es de aproximadamente ½ con respecto

al espesor saturado original de manera que las reservas tal vez alcanzen de 15 á 20 millones de m3 de agua.

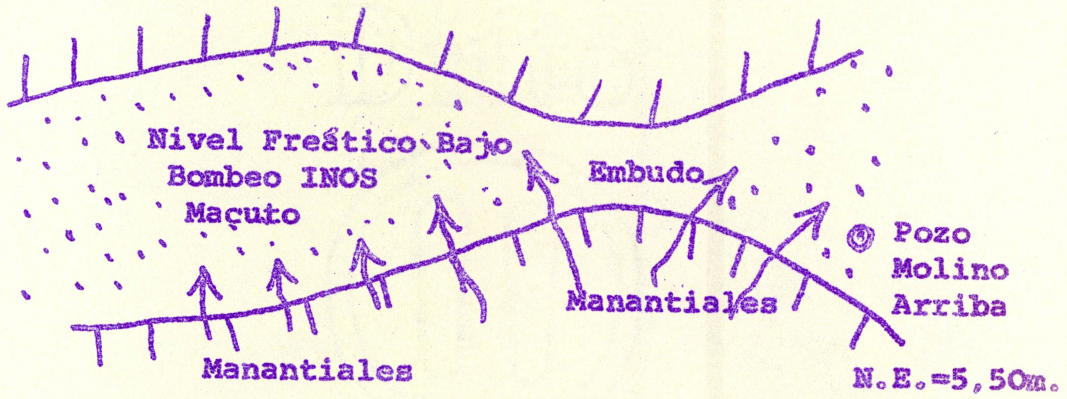
La profundidad del manto freático hace que el río tenga aquí un carácter "influyente", o sea, que inyecta agua a la mesa durante las avenidas. Se vé claramente que la recarga natural no logra reponer de un todo el volumen de agua removido por extracción excesiva, ya que persiste una condición de manto freático relativamente profundo.

En todo el sector se dá una condición de manantiales por el lado sur. Esto representa una fuga lateral de la hoya del río claro ≈ el agua fluye del valle más alto del río claro al aluvión del Turbio por zonas de fallas transversales y fracturas. Es posible tambien que esté entrando agua de otros sectores del macizo de río Claro por el mecanismo de las fallas. En todo caso, es evidente que la hoya del río Claro tiene grandes fugas laterales hacia el aluvión del Turbio. La siguiente sección se dá en el bosque de Titicare, donde la carretera Barquisimeto-Río Claro pasa por un angosto peñón que separa los dos valles:

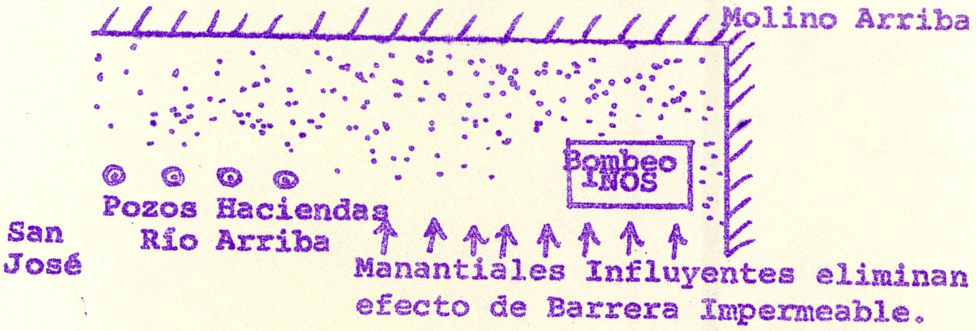


En este sector se ha comprobado una fuga lateral de 100 lit/seg.en 2 kms y por medio de aforos diferenciales.

Evidentemente, en este sector puede darse un aporte lateral por manantiales del orden de 300 a 400 lit/seg. En el bosque de Macuto hay una zona muy conspícua de manantiales -- esta condición sigue más abajo (con descarga subterránea)de manera que al llegarse al "embudo tectónico"de Molino Arriba se constituye una unidad hidrológica distinta de la del "sumidero dinámico" correspondiente al sector de bombeo de Macuto. En Molino Arriba notamos un nivel estático a 5,50 m. lo que indica una fuente local. Esta fuente no drena al sumidero de Macuto debido a la constricción o "embudo" ya mencionado:



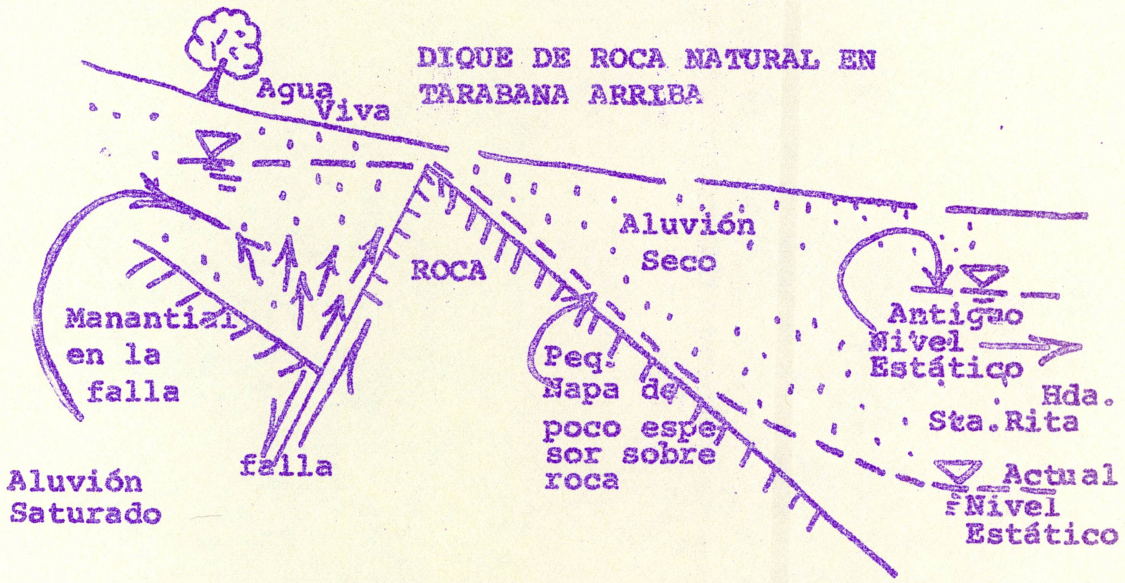
La condición general de manantiales por el lado sur nos permite hacer un planteamiento hidrodinámico aproximadamente equivalente al diagrama siguiente:



Sector Tarabana:

Este sector ocupa la parte inferior del río Claro. Aguas arriba de un dique de roca subterráneo se dan unos manantiales y manto freático alto donde actualmente existen 2 pozos de alta producción. La parte baja de Tarabana tiene un manto freático profundo y los aluviones están secos en buena medida.

En un punto se consiguió un pozo abandonado con más de 100 metros sin contacto de agua. Todavía no se sabe a qué se debe esto ya que, extrapolando de zonas vecinas, el manto de agua aquí no debe estár a más de 80 metros. Para el momento se cree que la situación general en Tarabana es ésta:



El sector de Aluvión seco se ha visto afectado por la recesión general que se ha dado en el sector Tarabana-Santa Rita - Cabudare - Central Turbio y que ha producido bajas de la mesa del orden de 30 y 40 metros.

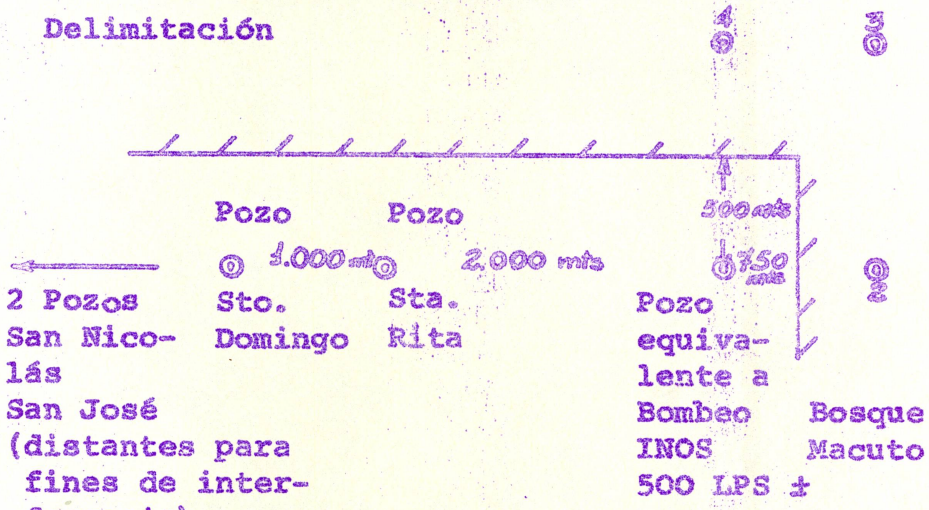
El sector de aluvión seco en Tarabana puede aprovecharse para obras de inyección de agua al subsuelo.

Flujo Base del río Turbio
Haciendas río arriba:

A la altura de la Hda. San José el río Turbio lleva un caudal de 1.000 lit/seg. durante todo el período de lluvias. Este flujo base empieza a declinar gradualmente a medida que se vá acentuando el verano y a fines de verano llega a unos 80 lit/seg. Durante el período de lluvias los canales de la Hda. San José retiran unos 350 lit/seg.

Evidentemente aquí es fácil regular unos 300 lit/seg. todo el año. Bastaría suplir 200 lit/seg durante unos 120 días para lo cual haría falta un almacenamiento de 2 millones de m3 de capacidad.

BOMBEO DEL INOS EN EL BOSQUE DE MACUTO - PLANTEAMIENTO "HIDRODINAMICO"



1 = Pozo único de 500 LPS ± equivalente a campo Pozos INOS Ojo: También hay un pozo en la Bloquera de enfrente.

2,3,4 = Pozos imágenes de 500 LPS que reflejan barrera impermeable.

Igualmente surgen 3 Pozos imágenes para los pozos de las Hdas. Santa Rita y Santo Domingo.

Aunque se trata de acuíferos libres aquí tenemos re-

lativamente poco abatimiento con respecto al espesor del acuífero y por lo tanto puede aplicarse (con aproximación) el método de no-equilibrio de Theis para acuíferos confinados.

Para un punto cualquiera de radio r con respecto al bombeo surge una solución para el abatimiento, s que viene dada por la ecuación:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \int_{\frac{r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$$

La integral exponencial se resuelve como una serie convergente que dá un valor tabulado W(u) correspondiente a un número u cualquiera. El número u representa el parámetro $\frac{r^2 S}{4Tt}$

Escribimos entonces

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \qquad s = \frac{Q}{4 \pi T} W(u)$$

Para el aluvión del Turbio podemos usar

$T \approx 1,3 \times 10^{-2}$ $M^3/seg/m$
(Pruebas de Bombeo FAO-CBR)

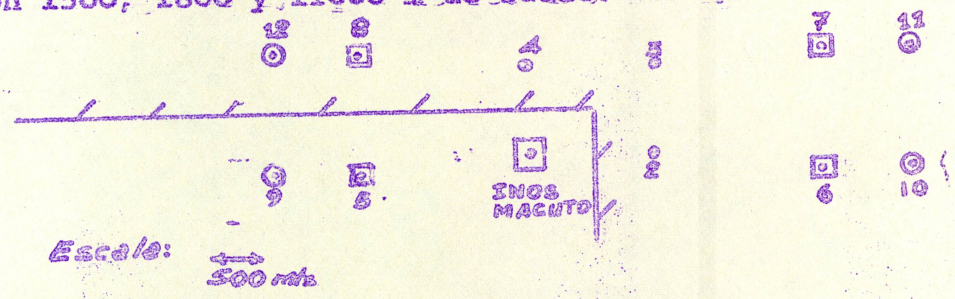
$S \approx 0,10$ Acuífero Libre

Tomar T para 4 meses = 120 días
= $10x4 \times 10^6$ segundos

Tomar Q Pozo Sta. Rita = 50 LPS
" " " Sto. Domingo = 50 LPS

Calcular interferencia en Macuto:

a) Pozos imágenes 2, 3 y 4 de 500 LPS (INOS) con 1500, 1800 y 11000 m de radio.



b) Pozo de bombeo 5 de Sta.Rita a 2000 m. y Pozos imágenes 6,7 y 8 a 3500, 3750 y 2400 m. de radio. Todos con Q = 50 LPS

c) Pozo de Bombeo 9, de Sto. Domingo a 3000 m. de radio y Pozos imágenes 10, 11 y 12 a 4500, 4750 y 3400 m de radio. Todos con Q = 50 LPS.
Soluciones para $u = \frac{r^2 s}{4T}$ y $S = (Q/4\pi T) \cdot (Wu)$

2) $u = \frac{1500^2 \cdot 0,1}{4 \times 1,3 \times 10^{-2} \times 10,4 \times 10^6} = 0,42$; $W(u) = 0,67$ $S = \frac{0,500 - 067 = 2,0}{4\pi - 1,3 \times 10^{-2} m.}$

3) Similarmente $u = 0,6$; $W(u) = 0,45$; $s = 1,38$

4) $u = 0,185$; $W(u) = 1,28$; $s = 3,92$

5) $u = 0,74$; $W(u) = 0,35$; $s = 0,11$ m.

6) $u = 0,2,3$; $W(u) = 0,032$; $s = 0,01$

7) Del orden de 1 cm.

8) Del orden de 10 cm.

9) Del orden de 1 cm ó menos

10) " " " " "

11) " " " " "

12) " " " " "

NOTA: Los números se refieren a pozos reales y pozos imágenes.

Vemos entonces que las condiciones hidrodinámicas del bombeo en Macuto pueden afectar el epicentro del bombeo en la siguiente magnitud:
2,05 + 1,38 + 3,92 + 0,26 = 7,61 m.

De hecho, la imperfección de la hipótesis de arena de extensión semi-infinita por el lado sur y la vigencia de un verano anormalmente largo pueden significar una interferencia de mucho más de 10 metros en el abatimiento local debido a los pozos . (con una condición de barrera impermeable por el lado sur surgen una serie infinita de pozos imágenes y la interferencia es mucho más severa).

Como los pozos dependen, para dar buena producción, del tirante sumergido, está claro que la disposición de un campo de pozos tan concentrado es negativo y puede traducirse en considerables mermas durante períodos largos de verano.

Para el bombeo del agua de Barquisimeto sería mucho más recomendable dispersar los pozos o reemplazar algunos por una galería sistema Ranney, de manera que una posible interferencia de 10 o más metros no afecte los caudales que se explotan en grado aprecible. El uso de pozos de gran radio efectivo, que dén un efecto de galería filtrante vertical también sería positivo.

BOMBEO DEL INOS EN EL BOSQUE DE MACUTO - PLANTEAMIENTO "HIDROLOGICO"

El equilibrio hidrológico implica la condición básica

Descarga = Recarga

Como quiera que la mesa de este sector acusa una baja general de 20 a 25 mts. es evidente que la actual recarga es inadecuada. La recuperación por infiltración natural de las avenidas no es suficiente.

Enseguida pasamos a ver si en este sector está ocurriendo el fenómeno de "recarga rechazada", en alguna medida, ya que el régimen del río es más constante en este sector, hay caudales de consideración vigentes durante el período de lluvias y es de esperarse que ocurran ondas de recarga durante

una parte del año. Al superponerse nuevas ondas de infiltración, se llegaría a una condición de recarga parcialmente rechazada. La recarga rechazada se investiga con la ecuación de Boussinesq (solución de P. Baumann)

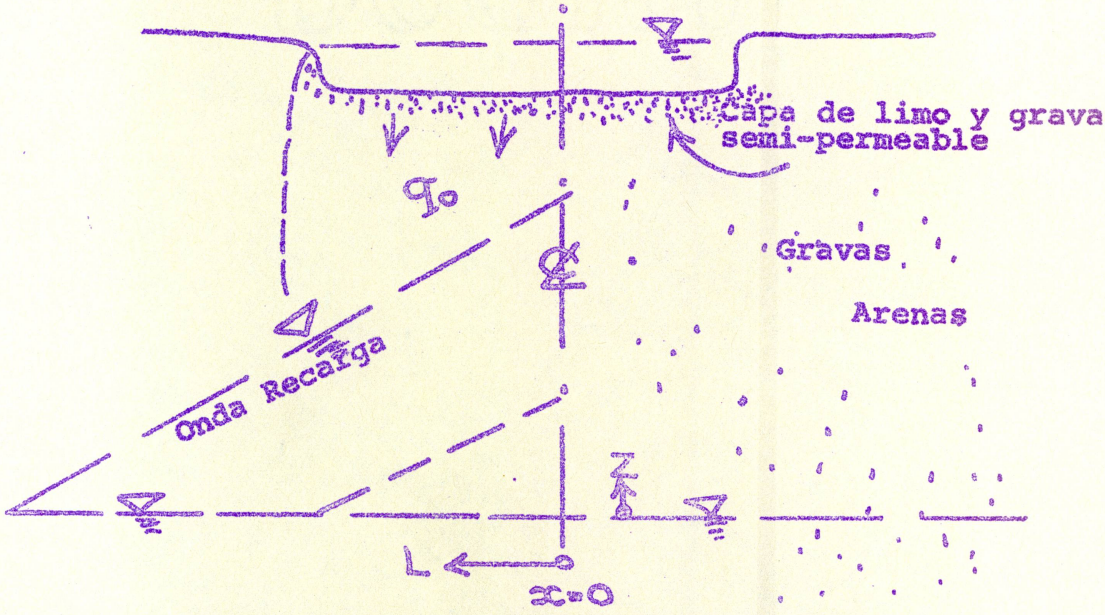
$$Z_{(x=0)} = q_o \sqrt{\frac{4t}{K \cdot a_o \cdot \pi \cdot n_e}}$$

donde t; = tiempo recarga en segundos.

K = constante de Darcy $\approx$ 0,05 cm/seg *
según resultado de pruebas de bombeo
hechas localmente

a_o = Acuífero saturado original $\approx$ 20 m.

n_e = Porosidad efectiva (que drena) $\approx$ 0,15



En el Turbio en la época de lluvias pueden darse períodos de más de 20 días de aguas altas casi constantes,
20 días = $1{,}728 \times 10^6$ segundos.

---

*/ Para permeabilidad horizontal. Para Perm. Vertical puede usarse 0,01 - 0,02 cm/seg.

q_o puede evaluarse usando los aforos diferenciales practicados por FAO-CBR durante algunas crecientes:

400 lit/seg/Km.
= 0,4 lit/seg/metro
= 0,2 lit/seg/metro para semi-ancho

$q_o = 0,0002\ m^3/seg$

$$Z = 0,0002 \quad \frac{4 . 1,728.10^6}{5 \times 10^{-4}\ m/seg . 20 . \pi . 0,15}$$

$$= 7,80\ m.$$

Vemos entonces que no puede darse recarga rechazada.

En la mayor parte del trayecto entre San José y el Bosque de Macuto la mesa está a 20-25 metros y por lo tanto no existe recarga rechazada. Quiere decir que el río no logra inyectar agua en cantidad suficiente y cualquier baja adicional de la mesa no vá a reportar beneficio alguno en el sentido de inducir una recarga mayor.

La baja de la mesa en todo este sector tan solo significa consumo de las pocas reservas y disminución de los rendimientos de los pozos.

De presentarse una sequía prolongada y anormal el caudal de bombeo puede verse muy afectado.

Las reservas han bajado en unos 15 millones de m3 y se estima que este efecto se ha producido en los últimos 4 años. Se puede estimar una merma anual del orden de 3 a 4 millones de m3 en el sector San José -- Bosque Macuto.

Los pozos de las Hdas. San Nicolás, Sto. Domingo y Sta. Rita han entrado a trabajar en los últimos 3 años, el de la Hda. San José comienza a trabajar en los actuales momentos.

ALTERNATIVAS - CONCLUSIONES - RECOMENDACIONES.

1. Hay evidencia suficiente de que el río Turbio no logra inyectar suficiente agua a los aluviones del sector Hda. San José Bosque de Macuto. La explotación actual produce un déficit anual de 4 millones de m^3 ± igual a un caudal fijo de 127 lit/seg.

2. Es fácil reinyectar este volumen con prácticas de recarga artificial:
Derivar agua de las avenidas, pasarla por lagunas desarenadoras y conducirla a varios pozos de inyección ubicados en gravas afloradas. Es de advertirse que por este sector pasa un volumen medio anual del orden de 60 a 70 millones de m3.

3. También puede construirse un pequeño embalse regulador que elimine el bombeo de 127 lit/seg en los pozos que se surten del subsuelo.

4. Aunque el sobre-bombeo o bombeo excesivo anual es relativamente pequeño, la vigencia de esta condición es peligrosa, dado el pequeño volumen de las reservas.
Puede decirse que, de continuar la explotación actual, este acuífero permitirá una explotación eficiente por un período de 2 a 3 años, a lo sumo.

5. La baja de la mesa no está produciendo recarga inducida, según lo demuestran los cálculos. Por lo tanto, no hay posibilidad de equilibrio hidrológico.

6. Otra posible solución está en la compra de 1 ó 2 haciendas del grupo del río arriba (San José, San Nicolás) la incorporación de los derechos superficiales de estas haciendas resolvería el déficit, entendiéndose como déficit el sobre-bombeo con consumo de las reservas.

7. Sin embargo, la compra de haciendas no se justifica del todo ante la realidad fundamental de que, ante un déficil volumetrico de pequeño orden, hay gran-

des volúmenes hidrográficos que permiten no solamente la compensación de los déficits de explotación, sino la restitución total de las reservas originales.

8. No debe permitirse la instalación de nuevos pozos de riego en el sector.

9. Mientras se llega a soluciones de gran envergadura para el acueducto de Barquisimeto podría intentarse un acuerdo con los cañicultores del bolsón aluvial San José - Bosque de Macuto para que éstos eliminen los bombeos. De darse esta solución, queda obviada la situación deficitaria(bombeo en exceso). El INOS puede incorporar la producción de los 4 pozos de estas haciendas a la red de Barquisimeto, eliminando el bombeo de un caudal correspondiente en el campo de pozos de Macuto. Con esto se lograría repartir la explotación y eliminar los problemas de interferencia que pueden ser muy importantes en un ciclo de sequía largo. Por otra parte, ésta es una manera práctica de evitar adquisiciones. de haciendas.

10. La FAO-CBR estima un déficit general de 20 millones de m3 por año en la explotación de los acuíferos de la zona adyacente a Barquisimeto. Sin embargo no hay problema en aumentar la recarga natural haciendo obras baratas de recarga Ejemplo: Desparramar el río dentro de su lecho aluvional con bermas bajas ("Spreading") (Requiere mantenimiento anual con bulldozers).

11. La construcción de un embalse en San Miguel es una empresa problemática: Una gran parte del actual escurrimiento recarga naturalmente los acuíferos del Turbio. El sector de 20 kms del río influyente puede inyectar hasta 8.000 lit/seg. Y es preciso aumentar la recarga como ya se dijo, para cubrir un bombeo excesivo general de 20 millones de m3 en toda la zona.

12. Puede decirse que la vertiente alta del Turbio hasta Yaritagua está sobre-girada en el uso del recurso agua. Con buena regulación, el agua alcanza escasamente para la agricultura actual, con mínimo márgen para expansión futura.

13. El suministro de Barquisimeto no debe intentarse dentro de las hoyas áridas de Lara donde se dan los siguientes factores negativos:

- Lluvia sujeta a grandes variaciones anuales --- los embalses no remedian mucho.

- Problemas de azolves y de geología.

- Fuerte competencia con la agricultura que se apega a la extraordinaria fertilidad de los suelos desérticos.

14. Los estudios de la FAO-CBR dentro de la cuenca del Turbio-Cojedes señalan las posibilidades siguientes como recursos de agua, potentes para Barquisimeto:

a) Hoya Las Parchas. Hay un sitio de dique en esquistos calcáreos de la Formación Capacho a pocos kilómetros de Sarare (Nó en el aforo del INOS en las Parchas) que puede regular 1000 lit/seg.

b) Hoya Pilancones, sitio de dique en garganta de esquistos silíceos-calc. (Form. capacho) que puede regular 1000 lit/seg.

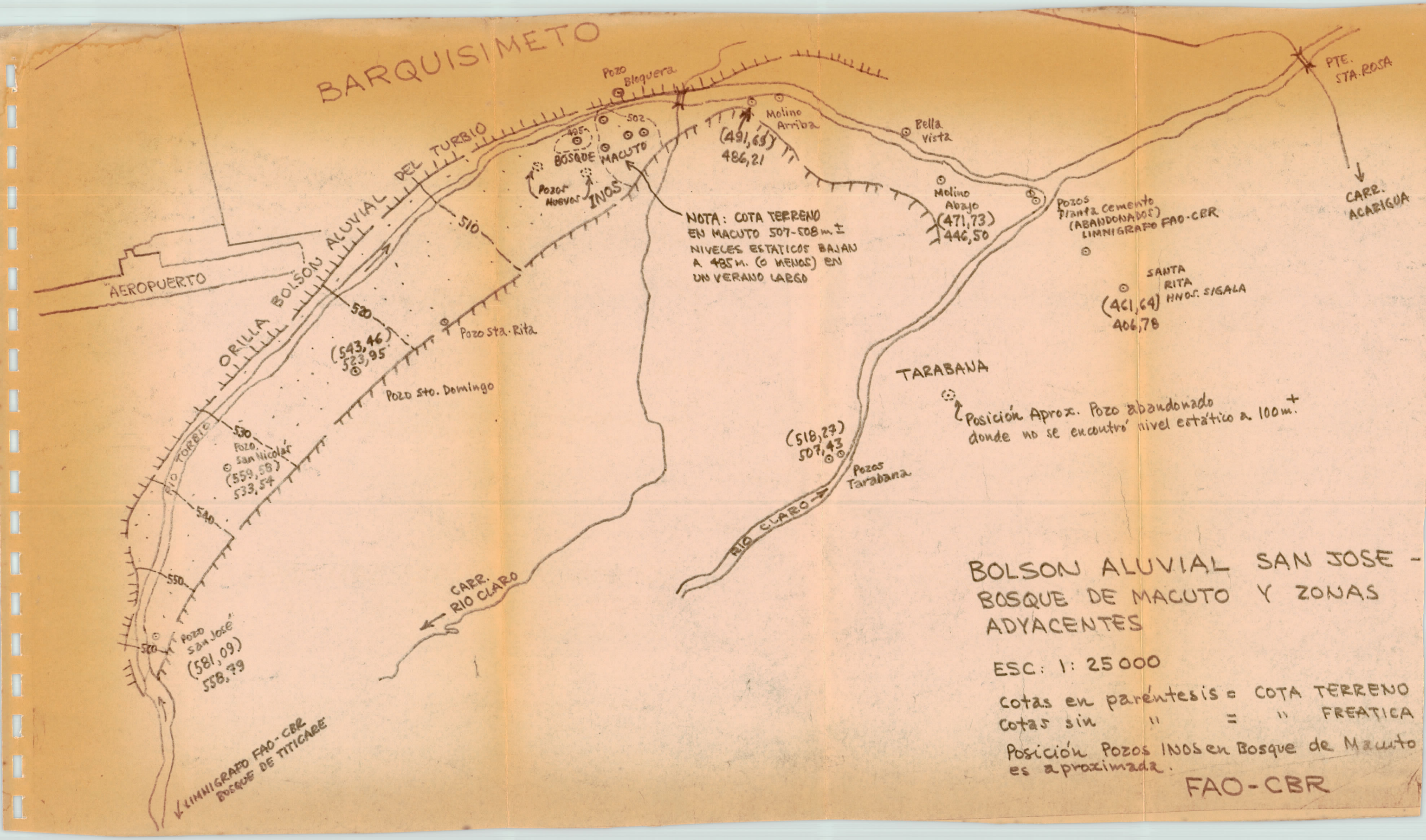
c) Hoya Nuare-Charay. Excelentes sitios de diques en esquistos calcáreos re-cristalizados (marmóreos, muy poco solubles) Form. capacho. Se pueden regular más de 3.000 lit/seg. No hay azolves. Flujo base en todo el año 450 lit/seg en promedio. Se investigan actualmente los vasos de almacenamiento que tienen un gran volumen en la gran profusión de quebradas

que disectan la zona. (El reservorio aquí está relativamente enmascarado).

d) Hoya Nirgua. Un dique en San Gerónimo puede trabajar en serie (por gravedad) con el dique (los diques) Nuare-Caray.
Regulación: Más de 3000 lit/seg.
Se investiga la geología actualmente.

15. Fuera de la cuenca Turbio-Cojedes está el alto Acarigua o Yacambú con un escurrimiento que no baja de 350 millones de m3 por año.
Cuenca total del Acarigua con aforo de 12 años: 1000 millones de m3/año.
El Yacambú tiene el 40% de la cuenca con la zona de más precipitación y de roca más impermeable (Formación Villanueva, facies inferiores de lutitas silíceas).

JMO/avb



BOLSON ALUVIAL SAN JOSE - BOSQUE DE MACUTO Y ZONAS ADYACENTES

ESC: 1: 25 000

cotas en paréntesis = COTA TERRENO
cotas sin " = " FREATICA

Posición Pozos INOS en Bosque de Macuto es aproximada.

FAO-CBR

FAO - CBR

UPPER COJEDES
AND
MOTATAN WATERSHEDS.
NOTES ON WATER POLLUTION
AND
SEWAGE TREATMENT

José María Ochoa Pile
Civil Engineer
September, 1965

INDEX

Preliminary Notes

I. A General Classification of the Pollution and Sewage Problems in the two Watersheds.

II. Dissolved Oxygen, Saturation and Oxygen Rejection.

III. Biochemical Oxygen Demand (BOD) and other Bacterial Process in treatment. Usual Sewage treatments and some characteristic design coefficients.

IV. Natural or Self-purification: A Surmise of the problem in the Andean towns.

V. Sewage treatment for the Barquisimeto and Valera-Trujillo areas.

VI. Sewage treatment Practice for towns of small population.

VII. Some Economic Aspects of Sewage treatment.

REFERENCES

PRELIMINARY NOTES

The following report has been aimed at presenting the main problems to be expected in the matter of river pollution and sewage treatment in the two watersheds under study.

BOD coefficients have been based on average U.S.A. values but these have been increased to allow for the lower dilution which results from the per capita water consumption of Venezuelan towns. In general, rainy season pollution of the rivers will be less for two reasons:

(1) Increase in river base flow

(2) Increase in sewage dilution as many towns have combined sewage and rainwater drains.

There is no doubt that by 1980 serious pollution will occur in the Trujillo-Valera area down to about the Motatán-Castán junction. For the purpose of working out the instantaneous dilution to be expected with the minimal dry-season base flows, a 1-day BOD of 100 mg/liter was assumed.

The Barquisimeto metropolitan area presents a serious sanitary problem and already complaints are frequently arising because of the "open sewer" condition now extant in the eastern residential districts. Clogging of the aquifer recharge areas along the Turbio river is another problem which arises from this type of practice. Finally, thought should be given to the fact that in a water short area such as Barquisimeto, treated water can be diverted to irrigation of adjacent agricultural land - for instance, by low-head pumping to the arid valley of El Cují. This water could also be re-used for Barquisimeto water supply after re-injecting into local aquifers. One problem not discussed here and which should be pondered by the Sanitation Specialist refers to the question of efficiency of plain river dilution. Plain river dilution such as that occuring with the sewage loads from the high Andes towns, work as a sort of inefficient aerobic process whereby much organic material could wind up at Valera, for instance, to increase the high local load. This can easily take place if a lack of adaptive enzymes hinders the full oxidation process in the upper reaches. Sewage treatment in the small towns is not an indispensable requirement, yet the matter has been discussed here.

I. A General Classification of the Pollution and Sewage Problems in the two Watersheds.

The first characteristic to be considered in classifying pollution problems and associated sewage treatment arises from the population factor:

a) LARGE TOWNS, TOWN CLUSTERS, METROPOLITAN AREAS

1. Barquisimeto - Cabudare - Yaritagua

2. Valera - Carvajal - Acejita - Motatán

b) MEDIUM TOWNS (50.000 - 5.000)
Trujillo - Duaca - Timotes - Carache - Nirgua

c) SMALL TOWNS (below 5.000)

La Puerta - La Mesa - Jajo - La Quebrada - Santiago - San Lazaro - Chachopo - Escuque - Sabana Libre - Santa Ana - Bolivia - Chejende - Cuicas - Sarare - Sabana de Parra - San Miguel - Buenavista - Rio Claro

In considering population, the 1980 projected population must be the figure used. It will be found that growth rate in the smaller towns will be very small and, in many cases, indicative of stagnancy, whereas growth rate will be high in the larger towns and metropolitan areas.

The second characteristic would be defined by the nature of the drainage channel that receives the sewage effluent - whether there is a perrenial or ephemeral regime. With perennial or fluvial regimes, pollution would arise according to the volume of sewage waste and the minimal dry-season volume of flow available for dilution of the sewage. Here we may distinguish 4 subdivisions:

1. Discharge of small sewage volumes into large river flows (the general case of the small Andes towns).

2. Discharge of large sewage volumes into large river flows (essentially the Valera problem).

3. Discharge of large sewage volumes into zero or small river flows (essentially, the Barquisimeto problem)

4. Discharge of small sewage volumes into zero or small river flows, also widely occurrent: Duaca, Sarare, Buena Vista, San Miguel, Carache, etc.

At this point, it should be observed that although some of the smaller towns do not have a sewage system, the existence of one is assumed for purposes of this discussion. Construction of sewers for the small towns is going on without interruption. For instance, Caraache and Duaca are now being provided with sewers.

Another general observation which will now be made refers to the hydraulic regime of all the rivers and streams of the two watersheds: All the river reaches are fast flowing, highly turbulent and in many cases supercritical. Riffles, falls and hydraulic jumps are quite general and a condition of oxygen saturation (and therefore, oxygen rejection) persists in general - this is less true of the main turbio river downstream from Barquisimeto.

II - Dissolved Oxygen, Saturation and Oxygen Rejection.

The successful use of a river for sewage disposal will depend on the following factors:

- Sewage load
- Flow Volume of the river
- Dissolved Oxygen (D.O.) per unit volume of flow. This is a function of temperature and is shown on the following table for the watershed range of temperatures:

Temperature C.	Temperature F.	D.O. p.pm
18°	64,4	9,54
20°	68,0	9,17
22°	71,6	8,83
24°	75,2	8,53
26°	78,8	8,22
28°	82,4	7,92

In the watershed, D.O. content will range from 9,95 p.pm or more in the cold Andean streams to 8 ppm in the warmer low-elevation streams.

The fact that most of the rivers are torrential, swift-flowing, with rapids, falls and hydraulic jumps, assures a condition of full saturation and, indeed, under these conditions it is proper to speak of "oxygen rejection" - a high potential is available for replacing any oxygen removed within a short time and distance. One might begin to say that under light sewage loads, these streams maintain an "aerobic status quo".

Any river or stream will have a certain BOD (deoxygenation) and a certain capacity for renewing the dissolved oxygen supply (reoxygenation). This has led to the use of a parameter known as the "self-purification constant" f, defined as follows:

$$f = \frac{r}{k}$$

r = reoxygenation rate
k = BOD rate (approx. 0,23 per day for large streams)

Values of f can be:

Small ponds - Backwaters	0,5-1,0	at 20° C
Sluggish streams-Large lakes	1,0-1,5	"
Streams of low Velocity	1,5-2,0	"
Streams of moderate velocity	2,0-3,0	"
Swift streams	3,0-5,0	"
Rapids and waterfalls	above 5,0	"

"f" Values suggested for use in the Watershed rivers are:

All Motatán Rivers	5,0 plus
Nuare-Charay	2,0
Turbio below Yaritagua and Sarare below Torrellero	3,0
All other streams and stream reaches in the Upper Cojedes	5,0

III - Biochemical Oxygen Demand (BOD) and other Bacterial Process in treatment. Usual Sewage treatments and some characteristic design coefficients.

The incorporation of organic wastes (carbonaceous, nitrogenous, sulphurous, mainly) into a body of water will lead to an activation of aerobic bacteria and the consumption of the dissolved oxygen in the water. At a given point facultative and anaerobic bacteria will continue the process of consumption of the organic food. It will be found that the usual dilution of waste in residential areas will unavoidably lead to anaerobic (also known as septic) conditions:

Daily per capita use of water	Daily per capita B.O.D.
300 liter (Venezuela) or less	80 grams (Aver.U.S.A.) or 80.000 mg

The average output of wastes per capita can be expected to be the same in any large modern city but the dilution will change according to per capita allotment of water. Under the best Venezuelan conditions (300 liters of water daily per capita) we would then have -

$$\text{Total BOD} = \frac{80.000 \text{ mg}}{300 \text{ liters}} = 267 \text{ mg/l}$$

At current Venezuelan temperatures one liter of water can be expected to have 8 ppm of D.O. or 8 mg/l. Therefore, there is a total B.O.D. deficit of 267-8=259 mg/l with current sewage dilution.

Aerobic degradation of sewage wastes proceeds at certain fixed rates over certain time periods. Evidently the time required for the sewage to pass from aerobic to anaerobic or septic conditions is related to the first stage rate and the time required to consume the available amount of 8 mg/l. In small Andean towns of fast-flowing sewage, with small travel time to the sewer outfalls, it is possible to have "fresh" aerobic sewage. However, settling of some of the sewage in some sections could produce bottom slimes and muds and local anaerobic conditions.

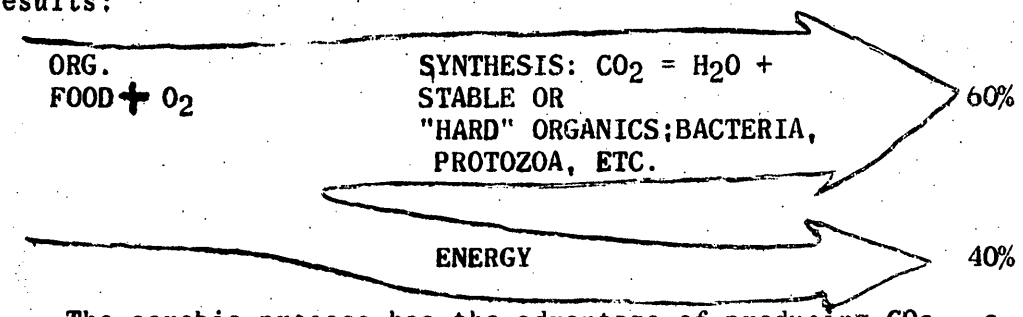
The General Bacterial Reaction in Sewage Treatment:

Organic Matter + Bacteria + Trace Inorganics
+ N + P + Hydrogen Acceptor ⟶
⟶ END PRODUCTS + MORE BACTERIA + ENERGY

Within this general reaction two specific processes are:
1) Aerobic Decomposition or BOD
2) Anaerobic Decomposition or Gasification

General Description and Kinetics of Aerobic Decomposition (or BOD)

In the aerobic system, O_2 (dissolved oxygen) is the hydrogen acceptor and we may produce the following diagram to show the general results:



The aerobic process has the advantage of producing CO_2 - a non-odorous gas, as an end product and the disadvantage of leaving too much carbon mass in the form of bacteria, protozoa, etc., which must be disposed of. Where there is a large amount of water available for dilution this could be advantageous, as more food would be available for fishes and the large aquatic fauna. With properly designed systems, the liquid effluent from aerobic systems will be very low in BOD.

The aerobic process can be used mainly in the following forms:

1) Natural dilution in rivers or lakes or sea-coasts
2) Oxidation ponds, where a symbiosis of bacteria and algae take care of the organic foods.
3) Filter beds and trickling filters.
4) Activated sludge, whereby the synthesized bacteria and protozoa are grouped in large-sized flocs which can easily be disposed of in settling tanks. The sludge can then be removed for anaerobic disgestion in anaerobic tanks or dried and burned, or used as fertilizer. The effluent liquid from activated sludge treatments loses about 85 to 95% of the original BOD.
5) Filters for removal of coarse material or comminutors for shredding of same are usually indicated when methods (3) and (4) are used.

The kinetics of aerobic systems will show two general stages: In the first stage, carbonaceous matter is mainly oxidized and in the second stage nitrogenous substances are mainly attacked producing nitrification.

The rate processes show several stages:
(a) Initial fast rate - mainly carbon oxidation
(b) Second slow rate - mainly carbon oxidation

(c) Third fast rate (fastest of all mainly nitrification)
(d) Fourth slow rate - mainly nitrification

The rates will vary according to the temperature and will be highest at about 30°C.

For any of the usual range of temperatures the first stage (a) will run through a 5-day period or more.

In sewage analysis it is customary to quote the B.O.D. demand on a 5-day 20°C basis.

The first rate is evidently connected with the time required for fresh sewage to go septic. In tropical latitudes and given current dilutions, a 24-hour B.O.D. of 100 mg/liter is possible, so that the hourly demand could be $\frac{100}{24} = 4,17$ mg/l

With an availability of 8 mg/liter the period of flow to an outfall sewer should be less than $\frac{8,0}{4,17} = 1,92$ hours

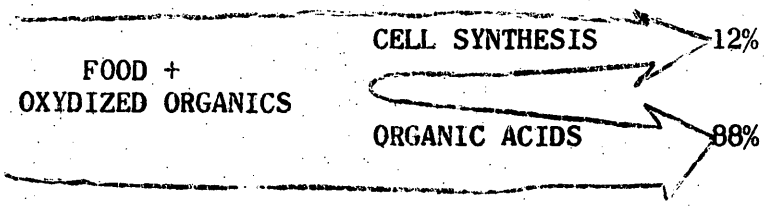
Because rates are initially higher within the 24-hour period, the actual flow time should not be more than 1 hour and a half, if the sewage is to be kept from going septic.

The 5-day 20°C BOD for the watershed towns can be assumed to be 200 mg/l.

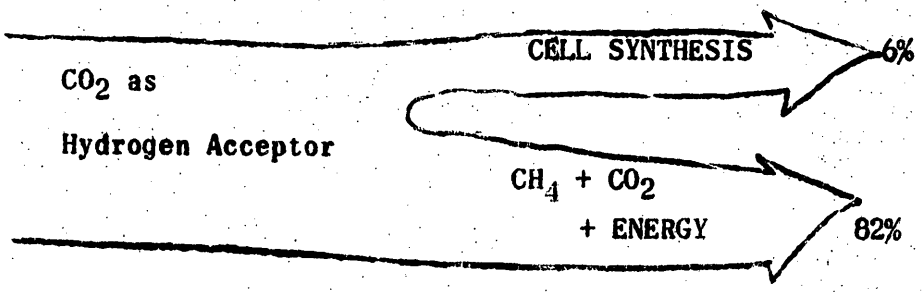
General Description and Kinetics of Anaerobic Decomposition or Gasification.

In this process, organic matter is the hydrogen acceptor, which effect is obtained through a very complex series of steps. The Digestion is very effective and even stable materials such as cellulose are eventually hydrolized.

A diagram of the process shows:



1ST STEP ACID PHASE



2nd STEP METHANE PHASE

It is seen that this process, if carried out long enough, results in only 18% of the original organic matter in the form of bacterial cells. 82% of the matter is dissipated as energy or methane or CO_2.

An anaerobic or sludge digestion tank produces malodorous gases in the decomposition process.

The gasification process shows three different rates,
(a) A first slow rate extending over a 10-day period.
(b) A fast rate extending over a 35-day period.
(c) A declining asymptotic rate after 45-50 days.
The rate values will increase with temperature. The above quoted time intervals take place with a 20°C temperature.

The Imhoff tank is a very successful form of sewage treatment which combines sedimentation with anaerobic digestion and has been used for towns up to 300.000 population. The Imhoff tank as well as other digestion tanks produce liquid effluents with high BOD values. These effluents should be run over trickling filters to reduce the BOD.

SOME USUAL COEFFICIENTS ASSOCIATED WITH SEWAGE TREATMENTS

Total Solids Heavy Industrial Communities	1300 ppm
Total Solids Average City	500 ppm
Plain Settling Tank of 10'depth, load per ft^2 Tank	3,000 liters/day

Trickling Filters:
Average Population Served per acre-foot of filter 2,500

Sand Filters:
Average Population Served per acre-foot of filter
With raw sewage 750

Sand Filters (Continued):

With preliminary settling treatment	1500
BOD removal for sand & trickling filters	85-95%

Activated Sludge:

With circulation of previously Activated sludge time of treatment (to include nitrification and stabilization of sewage)	4-6 hours
Cu. Ft. of air per gallon of sewage	1,0
Free air per gallon of sewage per ppm of 5-day BOD	0,005 ft^3
BOD removed with a priori and a posteriori settlement (complete plant)	85-95
Average treatment millons of gallons per Acre of tank (Aeration)	15
Average settling capacity per sq. ft. tank surface in gallons per day (pre-settlement tanks)	1200
Usual Tank Depths	10-15 ft.
Width to depth ratios	1-1,5
Per Capita Cost of Plant	10-40 dollars

Oxidation Ponds

Usually 3-4 foot depth; apply 45 lb. of 5-day 20°C BOD per acre

Imhoff Tanks

Average sewage detention period	2,0 hours
Sludge digestion capacity per capita	2,0-2,5 feet
Minimal total depth	15 feet

$$\text{Detention Period} = \frac{\text{Tank Capacity}}{\text{Aver. Inflow Rate}}$$

Area of Gas Vents, % of tank area	15
Square Feet per Cu. ft. of sludge capacity	0,25

(Imhoff Tank effluent liquors high in BOD, run over trickling filters)

Disinfection

Both the effluents of activated sludge processes, trickling filters (primary treatment) and trickling filters (Imhoff effluents) should be chlorinated prior to releasing into the natural drainage channels.

IV - Natural or Self-Purification:
A Surmise of the Problem in the Andean Towns.

Natural or Self-Purification will exhibit two forms:

1. Restoration of oxygen level, temporarily affected by a non-critical BOD loading (aerobic processes) this can be described as wasting of sewage within the Natural Dilution Capacity

2. Restoration of oxygen level after a critical BOD loading has occurred. This can be described as wasting of sewage above the Natural Dilution Capacity.

Condition 1 is the general case in the Motatán watershed.
Condition 2 is the general case in the turbio watershed and will be present in the Motatán in some areas by 1980. In this case the following phenomena take place:

a) Disappearance of D.O. and commencement of anaerobic digestion. All fish life and normal water forms disappear.

b) The river water turns black and malodorous. Organic matter drops to the bottom and full anaerobic digestion goes on with production of ammonia, CO_2 and methane. A continuous production of gas bubbles will be evident. The only animal life will be mosquito larvae (taking oxygen at the top) and a few worms in the top slime layers.

c) As the river flows downstream, natural uptake of oxygen will permit the aerobic organisms to stabilize the residual organic wastes into nitrates, sulfates and carbonates. These combine with the CO_2 from the anaerobic process to provide plant food. The water will be clearer and sunlight will penetrate; algae begin to form (cyanophytae or blue-green algae initially) and soon fish appear, in the form of the more pollution tolerant species (catfish, minnows, carp)

d) Eventually full oxygen equilibrium is restored and the greater amount of food resulting from the transformed organics produces a greater amount of fish life.

In other words, the restored end of a polluted reach is favorable for fish life. However, the danger remains of contamination of the waters by pathogenic bacteria and some hardy forms such as the cysts of Endamoeba hystolytica (dysentery) tend to survive in the muds and slimes and can be carried down by floods.

Sewage Wasting within the Natural Dilution Capacity

This is computed mathematically in terms of BOD loading, preceding pollution, reach available for purification and river re-oxygenation and deoxygenation constants.
The situation occurs in the Motatán Watershed and, in applying the equations for Deoxygenation versus Reoxygenation, the following points should be borne in mind:

The Motatán, Castán and Carache rivers are fast flowing streams with an average velocity of not less than -
1 meter per second at low stages = 4 km. per hour
Beginning at Timotes we get the following approximate travel times:

Timotes to La Mesa	8 Kms.	2 hours
La Mesa to Valera	32 Kms.	8 hours
Valera to Motatán	6 Kms.	1,5 hours
Motatán to Castán Junction	8 Kms.	2 hours
Trujillo to Pampanito Junction	13 Kms.	3,25 hours
Pampanito to Castán-Motatán Junction	10 Kms.	2,5 hours

In other words in 13,5 hours wastes from Timotes-La Mesa-Valera and Motatán will combine with the Trujillo-Pampanito-Pampan wastes at the Castán-Motatán junction.

Fig. 1 shows the following population data for 1980:

Valera	145,000	
Trujillo	35,000	
Motatán	11,000	
Timotes	4,000	
La Mesa	2,000	
Pampan-Pampanito	8,000	(Estimated)

The following minimal flow values are contemplated*:

		Available DO
Trujillo	500 lit/sec	4000 mg/sec
Pampanito	800 lit/sec	6400 " "
Timotes	1000 lit/sec	8000 " "
La Mesa	1500 lit/sec	12,000 " "
Valera	3000 lit/sec	24,000 " "
Motatán	3000 lit/sec	24,000 " "

The following equation can then be applied

$$D = \frac{K\,La}{r - k}\,(e^{-kt} - e^{-rt}) + D_a\,e^{-rt}$$

*Dr. Leon Camilo Salazar is computing all-time low flow values for the Motatán watershed (distinguish from the Carache) low flows within the Motatán subwatershed can then be estimated on an area basis.

where

k = rate of deoxygenation of river assume 0,25 per day

r = rate of redxygenation of river for f = 5,0 per day
r = fk = 1,25

La = first stage BOD of the sewage; less than 100 mg/l in 24 hours.

t = time of flow

Da = BOD at point of pollution (can have excess DO or Da negative)

e = Napierian base.

If we assume a 1-day B.O.D. of 100 mg/l (high) we get for the population values and using 300 liters daily per capita the following instantaneous BOD values:

Valera $\frac{135.000 \times 300 \times 100}{86.400}$ = 47.000 mg/sec.

Trujillo $\frac{35.000 \times 300 \times 100}{86.400}$ = 12.150 mg/sec.

Motatán $\frac{11.000 \times 300 \times 100}{86.400}$ = 3.820 mg/sec

Timotes $\frac{4.000 \times 300 \times 100}{86.400}$ = 1.400 mg/sec.

La Mesa 2.000 Pop. = 700 mg/sec.

Pampan-Pampanito 8000 Pop. = 2.800 mg/sec.

It is at once apparent that up to the Valera town limits the 1980 Motatán river will be a pollution free stream with the following picture.

	Available DO
Timotes BOD load 1400 mg/sec;	8000 mg/sec
After 8 Kms and 2 hours,	
La Mesa BOD load 700 mg/sec	12.000 mg/sec
combined load 2100 mg/sec	= Self-Purification

After 32 Kms and 8 hours the low stage flow reaches Valera, but with a much greater flow volume, 3000 liters a second. We can assume that just before Valera the stream waters are about normal but the 1980 Valera sewage load: 47.000 mg/sec as against a DO supply of 24.000 mg/sec will produce anaerobic conditions.

We can solve the preceding equation by using 47.000-24.000 mg/sec = 23.000 mg/sec as the La loading to put it in mg/liter for 1 day we have

$$\frac{23.000 \times 86.400}{135.000 \times 300} = 49 \text{ mg/l}$$

The preceding equation can be written in the following manner:

$$D = \frac{La}{f-1} e^{-kt} \left\{ 1 - e^{-(f-1)kt} \left[1-(f-1) \frac{Da}{La} \right] \right\}$$

We have assumed Da = 0 and La = 49 mg/l so we write for f = 5 and with t = 1,5 hours = 0.0625 days time of flow to Motatán

$$D = \frac{49}{5-1} - e^{-0,25 \cdot 0,0625} \left\{ 1-e^{-(5-1)0,25 \cdot 0,0625} \left[- \right] \right\}$$

Note that term (f-1) Da/La is zero because Da is zero.

D = 0,72 mg/l

At Motatán a load La of 3.820 mg/sec is applied with Da = 0,72
Since river flow is 3000 lit/sec, the relative La is $\frac{3820}{3000} = 1,27 \text{mg/l}$

In 2 hours flow time to the Castán Junction we get

D = -0,03 mg/l

that is, there is no deficit, water has been reoxygenated.

At Trujillo, the pollution load is 12.150 mg/sec against an available DO of 4.000 mg/sec

this means

$$\frac{8.150 \times 86.400}{35.000 \times 300} = 67 \text{ mg/l of 1 Day La}$$

It will be seen by comparing with the preceding case that pollution conditions will prevail beyond the towns of Pampan-Pampanito,* however self-purification should be completed by the time the waters arrive at the Motatán-Castán junction.

Other Criteria

If we use the Hazen-stearns concept of approx. 75 lit/sec per 1000 population for good dilution of sewage, we get

	Minimum Req.Flow	Available Flow
Valera	10.900 lit/sec	3.000 lit/sec
Trujillo	2.600 lit/sec	500 lit/sec
Timotes	300	1.000 lit/sec

*Actual analysis of the Castán waters at Pampanito show a high coliform count and the Ministry of Health has announced that it will shut down the Regional Slaughter House now using river water.

It is clearly seen that for the 1980 population values the Motatán and Castán rivers will be polluted streams in the reaches downstream from Trujillo and Valera to the Motatán-Castán junction.

The high Andes reaches above Valera and Trujillo will have good water.

Sewage treatment in the towns of Valera and Trujillo is clearly to be recommended.

V - Sewage Treatment for Barquisimeto and Valera-Trujillo areas

Barquisimeto

The 1980 population of Barquisimeto is expected to be 500.000. With an allottment of 300 liters per day, we have 150 x 10^6 liters of water a day, assuming that 70% of this will reach the sewer outfall we will have 105 x 10^6 x 300 mg x liter = 31.500 x 10^6mg of BOD per day.

The Barquisimeto open sewer represents a bad nuisance over a large residential area and presents large sanitary risks. Moreover, discharge of sewage into the turbio bottoms hinders groundwater recharge by the clogging action of sewage bacteria and bacterial flocs in the sandy soil pores of the river beds.

With the large volume of future flows, ample supplies of irrigation water will be available and steps should be taken to produce a well-treated effluent.

A complete activated-sludge plant with digestion chambers would be the best answer but the alternative of a very large battery of oxidation lakes in the adjacent deserts should be considered.
Cost of a complete activated sludge plant could be about $10,000,000.
Excess Activated Sludge to be handled will be about 35.000 ft^3 or 1000 m^3 per day. This volume would be transferred to digestion chambers.
Digested sludge would be about 5000 ft^3 or 140 m^3 per day. (This volume would require daily removal)

Valera and Trujillo

These towns can be handled with Imhoff tanks. The effluent should be run over trickling filter installations. Details on sewage loads have been discussed in the previous chapter.

VI - Sewage Treatment Practice for Towns of Small Population

Oxidation Ponds will work well in the small towns of relatively warm climate. For a population of about 10.000 using 45 lbs. of 5-day 20°C BOD per acre of pond and a per capita coefficient of 300 liters with a BOD coefficient of 180 mg/l, we have 54 grams daily per capita

$$54 \times 10.000 = 540.000 \text{ grams.}$$

$$\frac{540.000 \text{ grams total load}}{20.500 \text{ grams allowable per acre}} = 26,4 \text{ acres}$$

approx. 10 has.

For 5000 population: 5 has or, in other words, about 1 hectare per 1000 population.
This type of installation will work well in towns like Motatán, Nirgua and Duaca all fluctuating around the 10.000 mark by 1980 and with rather warm climates.

Yaritagua is a medium sized town with a 1980 population of 40.000 which should be served by Imhoff tanks.

Buena Vista, San Miguel, Sabana de Parra, Monay, Escuque, Río Claro and Sarare are typical towns where oxidation ponds will work effectively. Pond areas in these towns can be of the order of 2 to 3 hectares. Colder upland towns such as Cerache, Mendoza Fría, Timotes, La Mesa, San Lazaro, etc., could be provided with trickling filter installation and/or irrigation beds.

In general, from one to one and a half acre (less than one-half hectare) will be required for the trickling filter beds. Moreover, all the upland Andean towns have adequate dry-season flows providing fairly good dilution opportunities for the 1980 population limits. Trickling filter installations could be preceded by small sedimentation tanks (or small Imhoff tanks).

COJEDES WATERSHED

	Census 1.950	Census 1.961
Nirgua:	4.827	7.325
Yaritagua	6.747	14.422
Quaca	4.093	5.820
Buena Vista	---	760
San Miguel	---	945
Sarare	2.479	2.596

MOTATAN WATERSHED

Valera	20.523	46.646
Mendoza Fria	---	1.519
Motatán	2.653	4.891
Trujillo	11.773	18.935
La Mesa	---	1.161
Carache	2.246	2.623
Timotes	1.972	2.586

REFERENCES:

Fair & Geyer - Water Supply & Waste Water Disposal

Pelczar - Microbiology

Steel - Water Supply & Sewerage

Urquhart - Civil Engineering Handbook

Also Technical Papers from the M.I.T. Courses in Sanitary Science

IMPRESIONES UBR
30 - 26/10/65

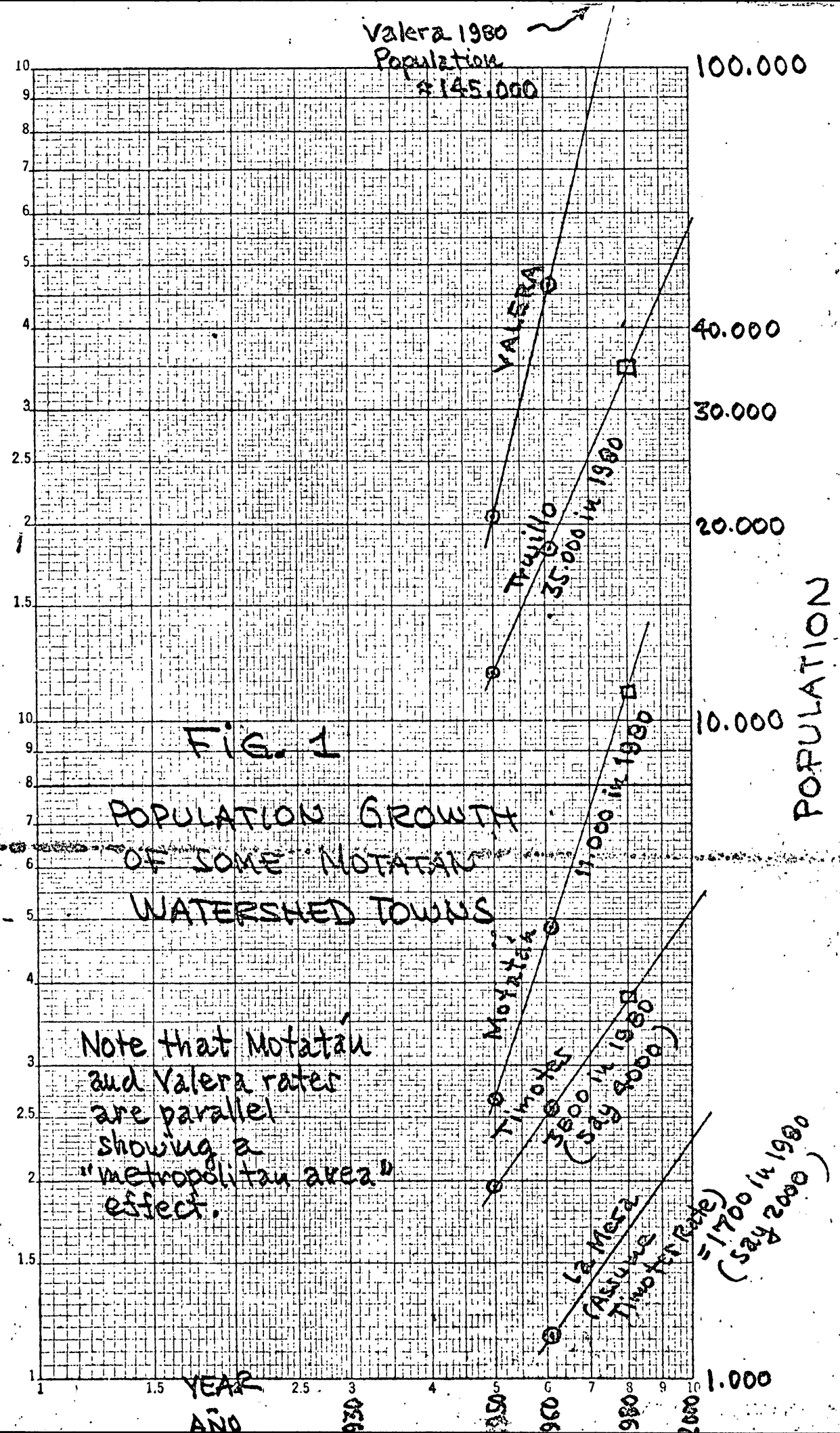
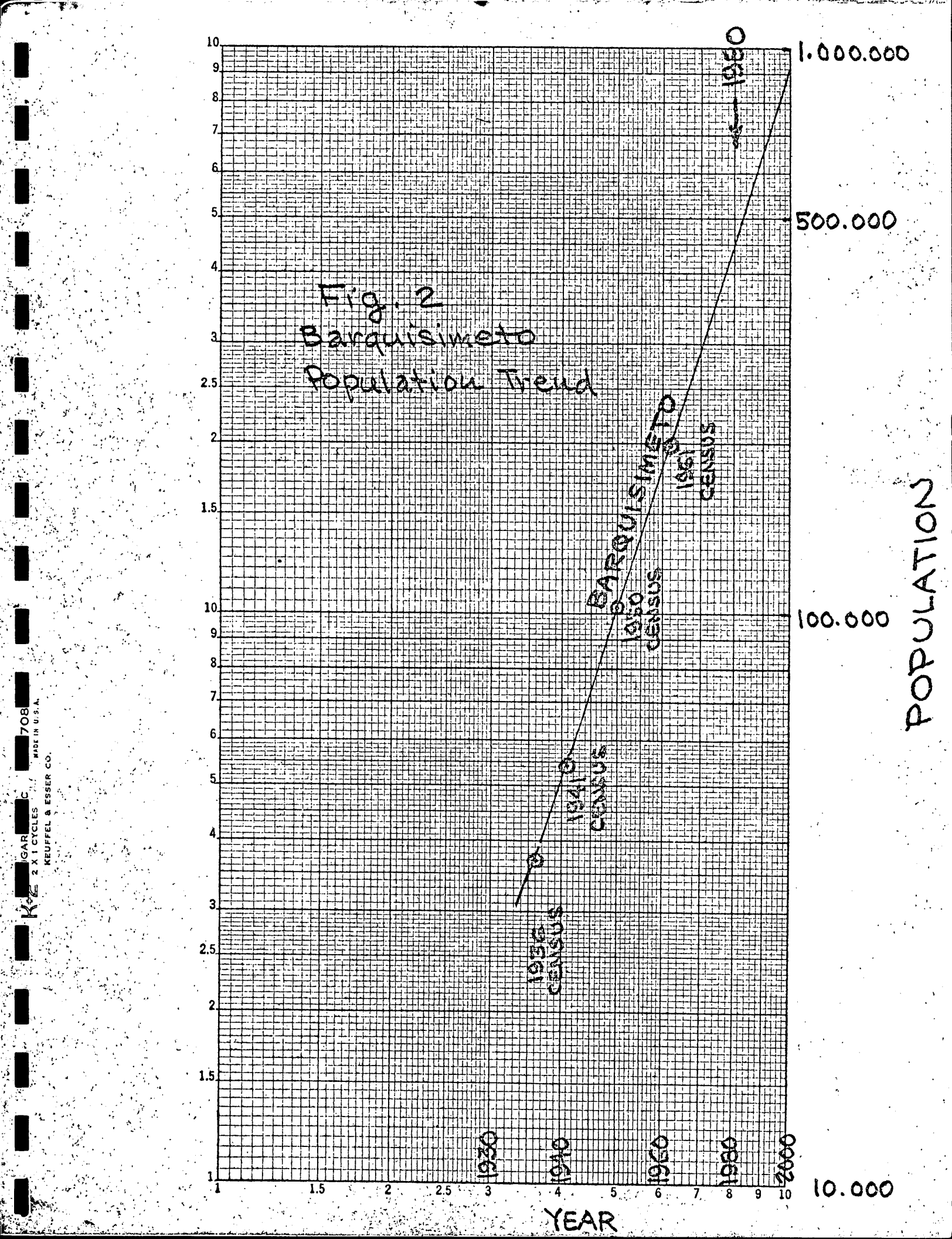


FIG. 1

POPULATION GROWTH OF SOME MOTATÁN WATERSHED TOWNS

Note that Motatán and Valera rates are parallel showing a "metropolitan area" effect.


Fig. 2
Barquisimeto
Population Trend
1936 CENSUS
1941 CENSUS
1950 CENSUS
1961 CENSUS
1980
1.000.000
500.000
100.000
10.000
POPULATION
YEAR
1920
1940
1960
1980
2000

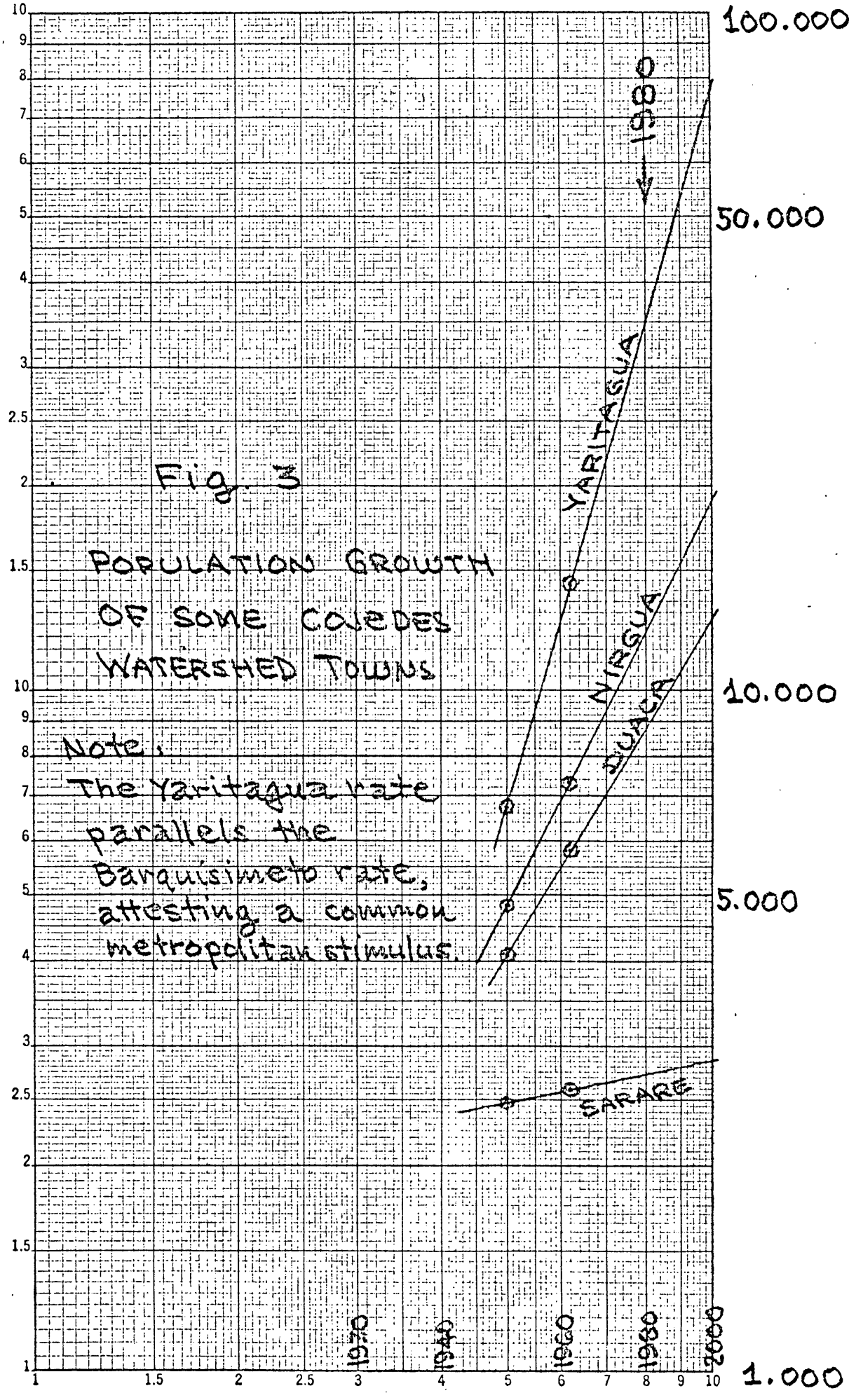


Fig. 3

POPULATION GROWTH OF SOME COLEDES WATERSHED TOWNS

Note:
The Yaritagua rate parallels the Barquisimeto rate, attesting a common metropolitan stimulus.

K+E LOGARITHMIC 46 7083
2 X 1 CYCLES MADE IN U.S.A.
KEUFFEL & ESSER CO.