



PROGRAMA
AS NAÇÕES UNIDAS PARA
O DESENVOLVIMENTO
— U N D P —



UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRAULICAS



ORGANIZAÇÃO DAS
NAÇÕES UNIDAS PARA
EDUCAÇÃO, CIÊNCIA
E CULTURA
— UNESCO —

CENTRO DE HIDROLOGIA APLICADA

TELEG. "HIDROCENTRO"
TELEFONE : 23-33-94

CAIXA POSTAL 530
PORTO ALEGRE - BRASIL

SUA REF. :

NOSSA REF. :

MÉTODOS DE SÍNTESES EN LA HIDROLOGIA URBANA

TRABALHO APRESENTADO COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE

M E S T R E E N C I E N C I A S E M
H I D R O L O G I A A P L I C A D A

OPÇÃO: HIDROLOGIA

AUTOR: NELSON LUNA CAICEDO

ORIENTADORES: PROF. ROGER BERTHELOT
PROF. CEFERINO ALVAREZ FERNANDEZ

A LA CIUDAD
DE
PORTO ALEGRE

ORIENTADORES:

PROF. ROGER BERTHELOT

PROF. CEFERINO ALVAREZ

AGRADECIMIENTOS

Al Ministerio das Relações Exteriores da Republica Federativa do Brasil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Banco Central del Ecuador, por la colaboración económica recibida en las diferentes etapas de realización de este estudio.

Al Centro de Hidrologia Aplicada del Instituto de Pesquisas Hidráulicas de la Universidade Federal do Rio Grande do Sul, en las personas del profesor José Leite de Souza y profesor Ruben Ungaretti, por la asistencia de toda índole prestada durante el desarrollo de este trabajo.

A la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, Ciencia y Cultura (UNESCO), en las personas de los profesores Roger Berthelot y Ceferino Alvarez, bajo cuya acertada orientación técnica se ejecutaron todos los aspectos del presente trabajo.

I N D I C E

Dedicatoria	i
Orientadores	ii
Agradecimientos	iii
Indice	iv

INTRODUCCION

1- Objetivos	1
2- Algunas observaciones y definiciones importantes, cuanto a los efectos de la urbanización sobre el medio ambiente hidrológico.	3

CAPITULO I : EL ESCURRIMIENTO URBANO, COMO UN PROCESO DE TERMINISTICO

1- Introduucción	5
2- Clasificación de los modelos determinísticos	5
3- Comparación entre modelos lineales y no-lineales	7
4- Representación matemática de los sistemas hidrológicos lineales	8
4.1- Ecuaciones diferenciales e integrales	
4.2- Sistemas con parámetros globales	
4.3- Sistemas con parámetros estacionarios	
4.4- Sistemas con parámetros distribuidos	
4.5- Sistemas con parámetros distribuidos y estacionarios	
4.6- Sistemas con parámetros homogéneamente distribuidos	
5- La linearización	13
5.1- Propiedades del IUH	
5.2- Linearización conceptual	
5.2.1- Introduucción	

5.2.2-	Almacenamiento aproximado	
5.2.3-	Translación aproximada	
5.2.3.1-	El método racional	
5.2.3.2-	El método racional modificado o método tiempo-área	
5.2.4-	Aproximación combinada	
5.3-	Linearización de las ecuaciones del movi- miento26
5.3.1-	Linearización de un modelo de difu- sión.	
5.3.2-	Linearización de las ecuaciones del escurrimiento superficial	

CAPITULO II: MODELOS UTILIZADOS

1-	La teoría del hidrograma unitario	30
2-	El reservatorio lineal simple	33
3-	La doble propagación o el modelo a dos reser- vatorios	36
4-	El modelo de Nash	37
5-	El modelo de Krainjenhoff	39

CAPITULO III: APLICACION Y AJUSTE DE LOS MODELOS

1-	La cuenca del arroyo Diluvio	43
1.1-	La cuenca del arroyo Bela Vista	
1.2-	La cuenca del arroyo Agronomia	
2-	Colecta de datos	45
3-	Metodología de aplicación de los modelos y ajuste de parámetros	46
3.1-	Datos utilizados	
3.2-	Fotografías aéreas y ortofotografías	
3.3-	El índice FHI	
3.4-	La Función Objetiva	
3.5-	Operación	

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52
---	----

BIBLIOGRAFIA	56
--------------	----

INTRODUCCION

1.- Objetivos del estudio

Considerando una CUENCA URBANA como un sistema, las entradas (lluvia) son transformadas en salidas (escorrentías), a través de las características físicas de la cuenca o variables de estado (tasa de urbanización, grado de canalización, tasa impermeable, etc.), posibilitando así, el modelamiento aproximado de su comportamiento. En este modelamiento puede interesar reproducir analíticamente los diferentes procesos que originan las funciones de salida (síntesis) o simplemente establecer una relación de causa-efecto a partir de los datos observados (análisis).

En el caso de áreas urbanas, generalmente estamos interesados en conocer el hidrograma de escorrentía producida por una lluvia, con la finalidad de dimensionar las estructuras hidráulicas de manera de evacuar una onda de crecida que se repite con una dada frecuencia, una vez en N años; estableciendo siempre, un término de compromiso entre el binomio seguridad-economía, siendo este el punto más delicado en el modelamiento aproximado, pues, la seguridad no debe fallar, bajo pena de producir daños y pérdida de vidas humanas.

Modernamente se utilizan modelos más aproximados de la realidad física, aumentando consecuentemente el tiempo de elaboración, calibración, verificación y generación. En estos modelos, las variables de estado, generalmente son los parámetros de ajuste del modelo y hay una razón para esto: son eminentemente dinámicas.

El dinamismo de los parámetros de ajuste, di-

ficulta aún mas la concepción del modelo, pues, deberá dar condiciones de "adelantarse" en el tiempo y estimar que salidas ocurrirán cuando los parámetros alcancen sus valores extremos, por ejemplo: cuál será la escorrentia en la salida de una dada cuenca, cuando toda ella esté urbanizada? Las obras de drenaje actuales tendrán condiciones de evacuar una onda de crecida proveniente de una lluvia típica? Estas y muchas otras preguntas pueden ser respondidas a través de la poderosa técnica de la simulación, dando condiciones a los planificadores de tomar medidas oportunas cuanto a las diferentes maneras de ocupar y usar la tierra, proyectar racionalmente las redes de drenaje, optar por soluciones técnicamente viables; en fin disminuir al máximo los daños inducidos.

Bajo estos puntos de vista, las técnicas de SINTESIS son más poderosas que las de ANALISIS.

Con los varios MODELOS DE SINTESIS pretendemos:

a) CONTRIBUIR al conocimiento de la relación LLUVIA/ ESCORRENTIA en áreas urbanas, especialmente en la CUENCA DEL ARROJO DILUVIO DE PORTO ALEGRE.

b) DETERMINAR la influencia de la URBANIZACION en el comportamiento hidrológico de las cuencas (sistema).

c) TRAZAR directrices generales para el dimensionamiento:

- 1.- Selección de la lluvia de proyecto.
- 2.- ² Transferración de esta lluvia en escorrentia, por medio del mecanismo utilizado en (b), debidamente ajustado.
- 3.- Definir la descarga de proyecto para varios períodos de recurrencia.

2.- Algunas observaciones y definiciones importantes, cuanto a los efectos de la urbanización sobre el medio ambiente hidrológico

El impacto del hombre sobre el régimen hidrológico, es de manera general más intenso en áreas urbanas. Grandes crecimientos de la urbanización e industrialización, sugieren que los problemas serán multiplicados en los próximos años, de manera alarmante.

La URBANIZACIÓN puede ser definida como "el proceso de modificar la ocupación y el uso de la tierra, resultante de la conversión de tierras rurales en ^{comunidades} condiciones suburbanas, industriales y urbanas", McPherson (1972).

Los efectos obvios de esta transformación son el aumento de la densidad poblacional y la concentración de instalaciones públicas, industriales, residenciales y comerciales; resultando en un aumento de áreas impermeables. El impacto incluye entonces, los efectos de esas modificaciones sobre el drenaje natural, escurrimiento superficial, agua subterránea, sedimentos, calidad de agua, demanda de agua y medidas para la eliminación de esgotos y aguas servidas.

Se define CUENCA URBANA, "una área donde los canales naturales son substituidos o completados por alguna forma de drenaje artificial", Willke (1966). Las alteraciones de las características de una cuenca urbana, según Pingsita y Sonda (1967) pueden ser divididas en:

- a) Disminución de la rugosidad superficial, ^{produce de} producir por la substitución ^{por} de superficies lisas, ^{de la} por cobertura vegetal.
- b) Disminución de áreas permeables, producidas por la urbanización.
- c) Disminución de áreas de inundación, producidas por la canalización y rectificación de los cursos de agua.

Estas alteraciones, inducen tres tipos de influencia sobre la distribución del escurrimiento.

a) Aumento del volumen total de inundación, producido por la disminución de áreas permeables.

b) Aumento de la velocidad de la onda de inundación, ocasionado por la disminución de la rugosidad superficial y área de inundación.

c) Aumento de la descarga de pique, producida por la disminución de la rugosidad superficial y área de inundación.

Se define TASA DE URBANIZACION como "la fracción del área total destinada al uso urbano", James (1965).

Los datos históricamente útiles son obtenidos básicamente, por medidores y registradores de escorrentía en cuencas pequeñas que pasan por diferentes grados de urbanización. El examen de estos datos y los resultados de varios estudios, James (1965), Crawford (1966), Kinoshita y Senda (1967), entre otros; indicaron que, la característica hidrológica más dramática en el desarrollo urbano es aquella sobre escurrimientos máximos, cuando el tiempo de respuesta o tiempo de concentración "es reducido a medida que una cuenca se urbaniza y la escorrentía pluvial se concentra en piques más agudos, más rápidos y más elevados que aquellos del escurrimiento natural", McPhearson (1972). Se define TASA IMPERMEABLE la fracción del área HIDRAULICAMENTE CONECTADA a alguna forma de drenaje artificial. En estos términos, se excluyen las áreas impermeables aisladas, cuyo escurrimiento tiene que recorrer primero una zona permeable, antes de llegar al drenaje más próximo, James (1965).

C A P I T U L O I

EL ESCURRIMIENTO URBANO COMO UN PROCESO DETERMINISTICO

1.- Introducción

Un modelo de un sistema hidrológico es una abstracción, una representación simplificada del sistema y no una completa o exacta representación de él. Mas formalmente, un modelo es un homomorfismo, esto es, existe una superficial similitud entre el modelo y el sistema natural, del cual se deriva; pero, el modelo y el sistema natural son fundamentalmente de diferente estructura, constituyendo un punto crítico en el modelamiento aproximado.

El mayor punto crítico del modelamiento aproximado, es que el modelo, al igual que un mapa, constituye una incompleta representación de la naturaleza. De la misma manera que un mapa no consigue revelar todos los detalles geográficos, un modelo tampoco consigue simular todos los aspectos del sistema natural. Un modelo no puede responder a todas las preguntas posibles e imaginables. Por lo tanto, la primera consideración en la elaboración de un modelo, es el propósito para el cual está siendo elaborado y las preguntas que futuramente responderá. Es obvio que varias especies de modelos son requeridos para diferentes propósitos.

Los sistemas hidrológicos naturales son infinitamente complejos, de manera que, un modelo puede negligenciar algunos aspectos del sistema natural. El problema del modelamiento es, por lo tanto, decidir que aspectos serán representados y cuales serán negligenciados y elegir el modelo que satisface estas condiciones.

2.- Clasificación de los modelos Determinísticos

El primer paso en la discusión sobre los mo-

delos existentes, es identificar las características que distinguen el uno del otro. La propiedad más significativa, es que, un modelo sea LINEAL o NO-LINEAL. Obviamente, el proceso hidrológico natural es probablemente No-Lineal, así, modelos lineales pueden ser elaborados para reproducir las mejores aproximaciones. Por otro lado, modelos no-lineales, no reproducen necesariamente una fiel o exacta representación de la no-linealidad del sistema natural. Con el desarrollo de los modelos lineales, la linealidad del modelo puede ser encaminada para reproducir la aproximación más exacta de la no-linealidad del sistema natural.

Otra propiedad significativa es que, un modelo sea de CAJA NEGRA con estructura imitando los procesos naturales (ANALITICOS). Los modelos de caja negra son típicamente utilizados para reproducir una respuesta aproximada de un sistema a excitaciones pre-determinadas, sin consideraciones específicas de los mecanismos determinísticos a los cuales el sistema responde. Los modelos analíticos son utilizados para reproducir una semejanza superficial o conceptual de los mecanismos determinísticos. A pesar que es común utilizar este criterio para distinguir los modelos, la dicotomía puede ser más aparente que real. Por ejemplo, una caja negra lineal y una relación analítica lineal de un mismo sistema puede tener una casi-idéntica función de respuesta a un mismo impulso.

Cuizas la clasificación más importante es aquella fundamentada en los procesos utilizados para estimar los parámetros del modelo. Un modelo puede poseer parámetros ENDOGENOS Y EXOGENOS o una combinación de los dos. Los parámetros determinados a partir de respuestas observadas de los sistemas, son parámetros endógenos y los parámetros determinados por procesos externos independientes de las respuestas observadas del sistema, son parámetros exógenos. Los parámetros de un modelo de caja negra son generalmente endógenos. Los parámetros utilizados por los modelos analíticos son también endógenos. Modelos tales como el de STANFORD, JOHNS HOPKINGS Y MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY (MIT) son de naturaleza endógena

na.

Otra importante clasificación es considerar un modelo con parámetros GLOBALES, o un modelo con parámetros DISTRIBUIDOS. Los modelos con parámetros globales representan los mecanismos físicos primarios, tales como, almacenamiento y translación como mecanismos agregados sin definición espacial. Por otro lado los modelos con parámetros distribuidos consideran la estructura espacial del sistema.

Una clasificación final considera un modelo como ESTACIONARIO o VARIABLE EN EL TIEMPO, dependiendo de la constancia o variación de los parámetros a lo largo del tiempo. Los modelos variables en el tiempo ofrecen una interesante oportunidad para modelar sistemas naturales no-lineales.

3.- Comparación entre modelos lineales y no-lineales

Los modelos LINEALES son valiosos por dos razones principales: son computacionales y relacionan fácilmente el sistema con nuestro entendimiento. Si la función núcleo de un sistema lineal es conocida, el cálculo de la respuesta del sistema es en esencia un cálculo trivial de una integral. Las computaciones son eminentemente estables y no se encuentran dificultades numéricas. Las respuestas del sistema a varios influjos pueden ser obtenidas en fracciones de segundo de tiempo del ordenador. En contraste, modelos NO-LINEALES basados en las ecuaciones de las ondas cinemáticas pueden requerir tiempos de ordenador dos a tres veces más grandes que los tiempos requeridos para los modelos lineales. Más significativo que la diferencia computacional es el hecho de que muchas percepciones sobre el comportamiento de los sistemas dinámicos (con memoria), se derivan de nuestro entendimiento sobre el comportamiento de un sistema lineal. Por ejemplo: una medida de la respuesta del sistema de entrada y salida. Usualmente concebimos el tiempo de respuesta como una característica constante del sistema. Sabemos también que este tiempo de respuesta es constante solamente si el sis

tema es lineal-estacionario. Por lo tanto, nuestro entendimiento sobre el comportamiento general de un sistema lineal es un inestimable auxilio para el entendimiento del comportamiento de los sistemas no-lineales. Esas observaciones hacen que ^{si} las no-linealidades son suficientemente pequeñas, elegiremos el sistema lineal apropiado.

4. Representación matemática de los sistemas hidrológicos lineales

4.1 Ecuaciones diferenciales e integrales.

Suponiendo que (s) y (ϵ) son variables continuas representando la posición en el espacio de una, dos o tres dimensiones y (t) y (τ) definiendo la posición en el tiempo. En la mayoría de los problemas hidrológicos estamos interesados en determinar una función $g(s,t)$ que satisfaga una ecuación diferencial parcial (EDP) dentro de un espacio o de una región R . Consideremos ahora, una EDP lineal con una forma general:

$$L\{g(s,t)\} = f(s,t) \quad (1)$$

donde (L) es un operador diferencial parcial lineal de un orden arbitraria. Debido a la casualidad asociada a estos sistemas físicos, es conveniente pensar en $f(s,t)$ como a la excitación del sistema o función de entrada (input) y $g(s,t)$ como a la respuesta del sistema o función de salida (output). Puede mostrarse Fildebrand (1953), que para un apropiado conjunto de condiciones de contorno homogéneas limitando la región R , la solución de la ecuación (1) puede ser escrita como una ecuación integral :

$$g(s,t) = \iint_R G(s,t;\epsilon,\tau) \cdot f(\epsilon,\tau) \, d\epsilon \, d\tau \quad (2)$$

donde el núcleo $G(s,t;\epsilon,\tau)$ es conocido como LA FUNCION DE

GREEN del sistema. Una manera de resumir el STATUS de los modelos lineales en hidrología es estudiando el núcleo G. Los sistemas hidrológicos son generalmente dinámicos y G puede ser interpretada como la respuesta en las coordenadas (s, t) debida a una entrada unitaria (ϵ, τ). La ecuación (2) entonces, generaliza simplemente la respuesta completa $g(s, t)$ por ponderaciones y adiciones de respuestas a un infinito número de influjos en que $f(\epsilon, \tau)$ puede ser descompuesta. Para algunos sistemas, G es generalmente ^{llamada} función de INFLUENCIA (Influence Function) o más comúnmente, FUNCION DE RESPUESTA A UN IMPULSO UNITARIO (unit impulse response). Esta función de GREEN generalizada puede ser particularizada para diferentes situaciones, conforme veremos a seguir.

4.2 Sistemas con Parámetros Globales

Si consideramos la función de entrada como una función capaz de ser explícita en el tiempo y espacio, i.e.

$$f(s, t) = f_s(s) \cdot f_t(t) \quad (3)$$

La ecuación (2) puede ser escrita bajo la forma:

$$g(s, t) = \int f_t(\tau) \left\{ \int_S G(s, t; \epsilon, \tau) \cdot f_s(\epsilon) d\epsilon \right\} d\tau \quad (4)$$

en que S denota la extensión espacial del sistema.

Consideremos ahora las siguientes simplificaciones:

- 1) $f_s(s) = \text{cste.}$, i.e. input espacialmente uniforme.
 - 2) El sistema es insensitivo al grado de variabilidad espacial de (f).
 - 3) La función $f_s(s)$ es una propiedad del sistema, i.e. un efecto geográfico o efectos climatológicos.
- Podemos escribir:

$$\tilde{G}(s, t; \tau) = \int_S G(s, t; \epsilon, \tau) d\epsilon \quad (5)$$

que define una función de Green efectiva para sistemas espacialmente globales, así la ecuación (4) se transforma en:

$$g(s,t) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{G}(s,t;\tau) \cdot \tilde{f}(\tau) d\tau \quad (6)$$

$$\text{con: } f(s,t) = \tilde{f}(t)$$

la misma que escrita bajo la forma diferencial:

$$\tilde{A}_n(s,t) \frac{d^n g(s,t)}{dt^n} + \dots + \tilde{A}_0(s,t) \cdot g(s,t) = \tilde{f}(t) \quad (7)$$

Generalmente estamos interesados en la función de salida en un punto dado del espacio (tal como la descarga en una dada estación) en este caso la ecuación (7) se transforma en:

$$\tilde{A}_n(t) \frac{d^n g(t)}{dt^n} + \dots + \tilde{A}_0(t) \cdot g(t) = \tilde{f}(t) \quad (8)$$

La ecuación (8) describe un sistema hidrológico lineal variable en el tiempo con un parámetro espacialmente global y es la base de la mayoría del análisis hidrológico variable en el tiempo.

4.3 Sistemas con Parámetros Globales Estacionarios

Cuando consideramos que los parámetros de un sistema global son invariables en el tiempo, la ecuación (8) se transforma en:

$$\tilde{A}_n \frac{d^n g(t)}{dt^n} + \dots + \tilde{A}_0 g(t) = \tilde{f}(t) \quad (9)$$

que describe un sistema hidrológico estacionario con parámetros globales, cuya solución es:

$$g(t) = \int_0^t h(t-\tau) \cdot \tilde{f}(\tau) d\tau \quad (10)$$

siempre y cuando el sistema se encuentre en completo reposo ($t = 0$), Eagleson (1969). La ecuación (10) forma la base de la teoría del hidrograma unitario y muchas otras técnicas hi

drológicas lineales.

4.4 Sistemas con Parámetros Distribuidos

La ecuación (2) puede ser escrita bajo la forma:

$$g(s,t) = \int_0^S \{ \int G(s,t;\epsilon,\tau) \cdot f(\epsilon,\tau) d\tau \} d\epsilon \quad (11)$$

que sugiere la interpretación de un sistema distribuido como la suma de variables espaciales, de un arreglo paralelo de sistemas globales independientes sobre la región S.

Alternativamente la ecuación (4) puede ser escrita:

$$g(s,t) = \int_S f_s(\epsilon) \{ \int G(s,t;\epsilon,\tau) \cdot f_t(\tau) d\tau \} d\epsilon \quad (12)$$

En la ecuación (12) podemos considerar:

- 1) $f_t(t) = \text{cste}$, i.e. un input temporalmente constante.
- 2) El sistema es insensitivo al grado de variación temporal del input (f).
- 3) La función $f_t(t)$, es una propiedad del sistema, i.e. la variación del input tiene una forma característica escalada de acuerdo con la duración de T, entonces:

$$\hat{G}(s,t;\epsilon,T) = \int_T G(s,t;\epsilon,\tau) d\tau \quad (13)$$

donde:

$$g(s,t;T) = \int \hat{G}(s,t;\epsilon,T) \cdot f(\epsilon) d\epsilon \quad (14)$$

con:

$$f(s,t) = \hat{f}(s)$$

La ecuación diferencial ordinaria (EDO) asociada es:

$$\hat{A}_n(s,t) \frac{d^n g(s,t)}{ds^n} + \dots + \hat{A}_0(s,t) g(s,t) = \hat{f}(s) \quad (15)$$

la misma que describe un sistema lineal con parámetros temporalmente globales, no estacionalmente distribuidos. En esta representación podemos encontrar, para un tiempo particular (t), la contribución en varios puntos producida por inputs provenientes de otros inputs. Esta aproximación fue utilizada por Eagleson (1967), para encontrar la contribución de las diferentes partes de la cuenca para la formación de la onda de crecida en el exutorio.

4.5 Sistemas con Parámetros Distribuidos y Estacionarios

Para los sistemas estacionarios la ecuación (11) se transforma en:

$$g(s,t) = \int_0^s \left\{ \int_0^t h(s,t-\tau;\epsilon) \cdot f(\epsilon,\tau) \right\} d\tau \quad (16)$$

unicamente en el caso en que las condiciones iniciales sean nulas.

La ecuación (16) es la base de los varios modelos distribuidos de sistemas hidrológicos utilizados por Dooge (1959).

4.6 Sistemas con parámetros homogéneamente distribuidos

Si las propiedades del sistema son homogéneas, la función núcleo será una función de (s-ε), o también, si podemos expresar las variables (s) y (ε) explícitamente, la ecuación (14) se transforma en una relación de tipo convolutivo :

$$g(s,t) = \int_0^s h(t,s-\epsilon) \cdot f(\epsilon) d\epsilon \quad (17)$$

siempre y cuando, el sistema esté en reposo en (S = 0). Para sistemas estacionarios, la ecuación (17) se reduce a:

$$g(s) = \int_0^s h(s-\epsilon) \cdot f(\epsilon) d\epsilon \quad (18)$$

que es la contraparte espacial de la ecuación (10)

5.- La Linearización

Nuestro propósito en este numeral, es demostrar como llegar al conocimiento del núcleo de un sistema o IUH, a través, de las técnicas de linearización, que básicamente en los métodos de síntesis pueden ser divididas en Linearización Conceptual y Linearización de las ecuaciones del Movimiento.

5.1 Propiedades del Hidrograma Unitario Instantáneo

Algunas de las propiedades del IUH o respuesta-impulso del sistema, para una cuenca, pueden ser deducidas a partir del conocimiento del proceso de formación de la escorrentía por la lluvia. Otras propiedades salen a flote, a partir, de las definiciones de LLUVIA EFECTIVA e HIDROGRAMA DE ESCORRENTIA DIRECTA.

Diskin (1967), afirma que "los dos procesos que dan lugar durante y después de una lluvia intensa a la formación de la escorrentía son: un proceso de TRANSPORTE y un proceso de DISIPACION DE ENERGIA". Según este CONCEPTUALISMO el agua se desloca desde el punto en que ella cayó hasta la salida, gastando la energía inherente al cambio de posición.

Considerando el IUH como la respuesta-impulso de la cuenca natural y considerando los dos procesos arriba, las ordenadas del IUH son siempre positivas y definidas para valores positivos, así:

$$0 \leq u(0,t) \leq M \quad \text{para} \quad t > 0$$

$$u(0,t) = 0 \quad \text{para} \quad t \leq 0$$

donde:

M es un valor finito positivo igual a la máxima ordenada del IUH o $u(0,t)$.

La consideración de la cuenca como un sistema DISIPATIVO y NO-REVERSIBLE nos lleva a otra propiedad. Las ordenadas del IUH

disminuyen continuamente con el tiempo.

$$u(0,t) \rightarrow 0 \quad \text{cuando} \quad t \rightarrow \infty$$

Estas propiedades permiten también concluir que el primer momento en relación al origen y el segundo y tercero en relación al centro de masa son positivos, Nash (1959), figura (26)

$$\int_0^{\infty} t \cdot u(0,t) \, dt = H_1'$$

$$\int_0^{\infty} (t - H_1')^2 \cdot u(0,t) \, dt = G^2$$

$$\int_0^{\infty} (t - H_1')^3 \cdot u(0,t) \, dt = H^3$$

Desde que las ordenadas de la lluvia efectiva $I(t)$ y las ordenadas de la escorrentía superficial $O(t)$, sean expresadas en las mismas unidades, por definición:

$$\int_0^{\infty} I(t) \, dt = \int_0^{\infty} O(t) \, dt$$

Se sigue que el área bajo la curva del IUH es unitario.

$$\int_0^{\infty} u(0,t) \, dt = 1.0$$

5.2 Linealización Conceptual

5.2.1 Introducción

Una técnica encaminada a encontrar la FUNCION NUCLEO de un sistema hidrológico lineal, es a través de una síntesis o simulación del comportamiento del sistema en relación a uno o más elementos globales que lo reproducen, tales como, el almacenamiento (atenuación) y el retardo (translación) de la distribución temporal de la lluvia efectiva, antes de transformarse en hidrograma de escorrentía.

La teoría del hidrograma unitario constituye también una he-

ramienta poderosa para la determinación de la función núcleo o función de transferencia y establece que, con el hidrograma de escorrentía debido a una lluvia uniformemente distribuida (sistema lineal con parámetros globales), de duración conocida, es posible derivar un hidrograma unitario de duración igual a la lluvia que lo originó, caracterizando así la cuenca investigada. Este hidrograma unitario o hidrograma unitario medio derivado de lluvias de una misma duración, puede entonces ser utilizado para estimar el hidrograma de escorrentía y al mismo tiempo el pique de la onda de crecida debida a una lluvia esperada con una dada frecuencia.

La tendencia en estos últimos años, sin embargo, ha sido la utilización de hidrogramas unitarios de duraciones muy pequeñas, o en el límite se ha utilizado el hidrograma unitario instantáneo, obtenido cuando la duración del hidrograma unitario permite aproximarse a cero como un valor límite. Como nuestro problema generalmente es de PREDICCIÓN, la escorrentía $O(t)$ en un dado tiempo (t) , debido a una lluvia efectiva de distribución conocida $I(t)$, es posible calcularla solamente si es dado el $u(t)$, a través de la bien conocida integral de Duhamel o de convolución, ecuación (19), fig. (1)

$$O(t) = \int_0^t I(\tau) \cdot u(t-\tau) d\tau \quad (19)$$

La integral de convolución es estrictamente aplicable cuando el sistema es lineal, de otra manera, puede ser usada aproximadamente, considerando que las funciones de respuesta varían de lluvia para lluvia pero permanecen constantes durante una dada lluvia.

El problema dificultante asociado con la utilización del IUH es la derivación de la forma de estos hidrogramas a través de lluvias y escorrentías, ya que, lluvias de pequeña duración son vía de regla muy raras y los métodos tradicionalmente utilizados para derivar hidrogramas unitarios no pueden ser utilizados. Surge por lo tanto, la necesidad de métodos especiales para evaluar el hidrograma unitario instantáneo,

asociando el comportamiento del sistema natural a modelos pre-establecidos y que es objeto del presente capítulo.

La figura (2) muestra la atenuación y el retardo producidos por un reservorio lineal, al cual se le ha introducido un influjo $I(t)$. En este caso la atenuación prevalece aunque el retardo también ocurra.

La translación de una onda monoclinial es aún utilizada como una abstracción simplificada de una onda ^{de} crecida, trasladándose a lo largo de un canal lineal. Este tipo de propagación produce apenas un retardo sin atenuación, fig.(3).

Krainjenhoff van de Leur (1966), distingue tres técnicas aproximadas para llegar a la linealización conceptual.

- Almacenamiento aproximado
- Translación aproximada
- Combinación de las dos anteriores

5.2.2 Almacenamiento aproximado

El difícil camino seguido por el escurrimiento superficial y sub-superficial sufre varias formas de almacenamiento a lo largo de su pasaje en dirección al exutorio: pasa por detención superficial y almacenamientos en el canal y en las depresiones, por su vez, el escurrimiento sub-superficial (el otro componente de la escorrentía directa) puede también sumarse al almacenamiento superficial en los estratos superiores del suelo.

En 1955 LYSHEDE estudió el "efecto reservorio" y describió al hidrograma como una "suma de funciones exponenciales que podría ser la expresión de un número de reservorios lineales". Estableció también, que "una curva puede ser suficientemente exacta, cuando descrita por una suma de funciones exponenciales".

De una manera general, el almacenamiento $S(t)$ es relacionado con un estado del deflujo por una relación del tipo:

$$S(t) = A_1(t) \cdot y(t)^m \quad (20)$$

por su vez, el deflujo $O(t)$ también es relacionado por una ecuación del tipo:

$$O(t) = A_2(t) \cdot y(t)^p \quad (21)$$

con (m) y (p) constantes.

Eliminando (y) en las dos ecuaciones, surge:

$$S(t) = k(t) \cdot O(t)^{m/p} \quad (22)$$

para $m/p = 1$, la ecuación (22) se transforma en la ecuación de almacenamiento (F.A.) de un reservatorio lineal.

Utilizando la ecuación de la Continuidad (F.C.) en su forma más reducida donde $I(t)$ es el influjo:

$$I(t) - O(t) = dS/dt \quad (23)$$

y combinándola con la función de almacenamiento obtenemos una Ecuación Diferencial Ordinaria de primer orden y primer grado:

$$I(t) = O(t) + k \cdot dO/dt + O(t) \cdot dk/dt \quad (24)$$

y constituye un caso particular de la ecuación (8) que describe un sistema lineal variable en el tiempo.

Si en la ecuación (22), $k = \text{cste}$, estamos delante de un sistema lineal estacionario descrito por la ecuación siguiente, constituyendo un caso particular de la ecuación (9)

$$I(t) = O(t) + k \cdot dO/dt \quad (25)$$

Consideremos ahora, el hidrograma unitario instantáneo de un reservatorio lineal invariable en el tiempo con parámetros globales. El hidrograma unitario instantáneo es definido como la reacción del sistema a un influjo instantáneo de volumen unitario, i.e. $S = 1$ cuando $t = 0$. Para $t > 0$, el comportamiento del reservatorio (sistema) es regido por

la siguiente ecuación diferencial:

$$O(t) = - ds(t)/dt = 1/k \cdot S(t) \quad (26)$$

de donde:

$$ds(t)/S(t) = -1/k \cdot dt \quad (27)$$

cuya solución particular es:

$$\ln S(t) = -t/k + C \quad (28)$$

la misma que con las condiciones iniciales establecidas: i.e. $S(t) = 1$, cuando, $t = 0$, consecuentemente $C = 0$, así:

$$\begin{aligned} S(t) &= \exp(-t/k) \\ O(t) &= 1/k \cdot \exp(-t/k) \end{aligned} \quad (29)$$

Como el influjo considerado fue instantáneo y de valor unitario; por definición, la siguiente ecuación es la expresión del IUP.

$$u(0,t) = O(t) = 1/k \cdot \exp(-t/k) \quad (30)$$

O'Donell (1966), consideró el caso más general en que $k = k(t)$, i.e. sistema lineal variable con el tiempo, obteniendo:

$$u(0,t) = A/k(t) \cdot \exp(-\int dt/k(t)) \quad (31)$$

donde A es una constante.

En 1956 SUGAWARA & MURAYAMA, presentaron un modelo hidráulico con cilindros transparentes, drenados por tubos capilares. Estos reservorios lineales dispuestos en serie y en paralelo, intentan reproducir "el efecto reservatorio" producido

en el sistema de drenaje natural.

Para dos reservorios diferentes en serie, el IUH del primer reservorio constituye el input del segundo, de manera que, el IUH del modelo total puede ser derivado así:

$$\begin{aligned}
 u(0,t) &= \int_0^t 1/k_1 \cdot \exp(-\tau/k_1) \cdot 1/k_2 \cdot \exp(-(t-\tau)/k_2) \cdot d\tau \\
 &= 1/k_1 k_2 \cdot \exp(-t/k_2) \cdot \int_0^t \exp((k_1-k_2)\tau/k_1 k_2) \cdot d\tau \\
 &= 1/(k_1-k_2) \cdot (\exp(-t/k_1) - \exp(-t/k_2)) \quad (32)
 \end{aligned}$$

La expresión(32) muestra que el orden de las dos operaciones sucesivas no afecta el resultado, i.e. k_1 y k_2 pueden ser permutados, fig. (4).

La expresión del IUH para dos reservorios iguales dispuestos en serie será, fig.(5)

$$\begin{aligned}
 u(0,t) &= \int_0^t 1/k \cdot \exp(-\tau/k) \cdot 1/k \cdot \exp(-(t-\tau)/k) \cdot d\tau \\
 &= 1/k^2 \cdot t \cdot \exp(-t/k) \quad (33)
 \end{aligned}$$

Para tres reservorios iguales en serie:

$$u(0,t) = t^2/k^3 \cdot 1/2 \cdot \exp(-t/k)$$

Nash (1958), a través de una elegante derivación encontró la expresión del IUH para una cascada de (n) reservorios lineales iguales, fig. (6)

$$\begin{aligned}
 u(0,t) &= t^{n-1}/k^n \cdot 1/(n-1)! \cdot \exp(-t/k) \\
 &= 1/k \Gamma n \cdot \exp(-t/k) \cdot (t/k)^{n-1} \quad (34)
 \end{aligned}$$

donde $\Gamma(n)$ es la función gama de (n) y $\Gamma n = (n-1)!$ para valores enteros de (n).

5.2.3 Translación Aproximada

5.2.3.1 El Metodo Racional

Este método se fundamenta en el hecho de que el efecto de la lluvia caída en las partes más remotas de la cuenca, demora algún tiempo en llegar al exutorio, este tiempo es conocido como el "tiempo de concentración" (T_c). En áreas urbanas, el tiempo de concentración es considerado como la suma de dos componentes: un tiempo necesario para el escurrimiento superficial (inlet time) y el tiempo de viaje (time of travel) a través de los conductos, McPhearson (1969) El tiempo de concentración puede ser derivado por medio de correlaciones de hidrogramas observados con las características fisiográficas de la cuenca o por la suma de los retardos en los diferentes trechos del canal principal, desde que no haya desbordamiento. Modernamente, el tiempo de concentración es medido "in loco" con el auxilio de trazadores químicos y radioactivos.

Se considera también en este método la uniformidad espacial de la lluvia de intensidad (CI) sobre la cuenca de área (A), donde (C) es el coeficiente de escurrimiento e (I) la intensidad de lluvia caída durante un período igual o superior al tiempo de concentración. En estas condiciones la descarga máxima ocurrirá al final de (T_c) y tendrá por valor:

$$Q_{\max} = C.I.A \quad (35)$$

Si nuestro problema es calcular la descarga máxima que deberá exeder su valor, una vez en N años, los gráficos clásicos de Intensidad-Frecuencia-Duración nos dan la intensidad de lluvia (I_1) correspondiente a un período igual al tiempo de concentración, figura (7). Suponiendo que en la cuenca, nos interesa conocer la descarga máxima producida por una lluvia de misma intensidad, sin embargo, con duración inferior a T_c , digamos $T_c/2$. El gráfico Intensidad-Frecuencia-Duración indi

cará nuevamente $I_2 > I_1$, por lo tanto, la descarga para una misma probabilidad $(1/N)$, proveniente de una lluvia con duración menor que el tiempo de concentración, será superior a la descarga (CI_1A) , constituyendo éste un defecto del método. Una manera de superar éste impase es utilizando hidrogramas unitarios de duraciones finitas, cuyas ordenadas son multiplicadas por valores adecuados de lluvias provenientes de los gráficos Intensidad-Frecuencia-Duración en orden a encontrar los máximos valores del deflujo.

5.2.3.2 Método Racional Modificado o Método Tiempo-Área

Utilizando la analogía hidráulica compuesta por un sistema de canales lineales sin desbordamiento, los tiempos de viaje del deflujo, en dirección al exutorio, son determinados para varios puntos de la cuenca de drenaje, surgiendo así, el concepto de curvas con igual tiempo de viaje (isócronas), figura (8a).

Consideremos un elemento de lluvia efectiva, de intensidad $I(\tau)$, de duración $(d\tau)$, comenzando en el instante (τ) , recibido por una zona elemental de la cuenca de área (dA_θ) , limitada por las líneas isócronas de escurrimiento superficial que corresponden a los tiempos $(\theta-d\theta)$ y (θ) , siendo la duración elemental (d_θ) una fracción del tiempo de concentración de la cuenca de área A . El aporte de escurrimiento de esta zona (dA_θ) , comienza, en la salida, en el instante $(t = \theta + \tau - d\theta)$ y continua durante un intervalo de duración $(dt = d\tau + d\theta)$; esto resulta de la misma definición de líneas isócronas. El valor del volumen de agua así escurrido $(q_t dt)$ en la salida tiene como expresión:

$$q_t dt = C(\tau, \theta) \cdot I(\tau) \cdot dA_\theta \quad (36)$$

donde:

$C(\tau, \theta)$ = coeficiente de escurrimiento superficial correspondiente a la zona dA_θ y en el instante τ .

Suponiendo que sea posible representar la distribución acumulada de las áreas isócronas de la cuenca en función del tiempo de escurrimiento (θ), de la forma: $A_\theta = f(\theta)$ (para $0 < \theta < T_c$), el área de la zona elemental (dA_θ) puede escribirse: $dA_\theta = f'(\theta) \cdot d\theta$, resultando la expresión del caudal (q_t) en el instante (t), observando que ($\theta = t - \tau$).

$$q_t = C(\tau, t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau/dt \cdot f'(t - \tau) \cdot (dt - d\tau) \quad (37)$$

sensiblemente igual a:

$$q_t = C(\tau, t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot f'(t - \tau) \cdot d\tau$$

La contribución total de la cuenca (A) en el curso de la lluvia efectiva de duración (τ_0), da en el instante (t), en la salida, un caudal (Q_t) que tiene como expresión:

$$Q_t = C(\tau, t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot f'(t - \tau) \cdot d\tau \quad (38)$$

donde la variable debe satisfacer simultáneamente las condiciones:

$$0 < t - \tau < T_c$$

$$0 < \tau < \tau_0$$

La expresión (38) es la generalización del método racional modificado que permite calcular teóricamente, el hidrograma de escorrentía superficial, fig.(8b)

Comparando esta última expresión con la tradicional integral de Duhamel vemos que tiene la misma consistencia. Por un razonamiento análogo se ve que el método racional modificado equivale en resumen, a admitir como IUH la derivada ($dA/d\theta$) de la función $A_\theta = f(\theta)$, que representa el diagrama acumulado de la distribución de las áreas subtendidas por las líneas isócronas, fig.(9). Por supuesto que, el método no está restringido apenas a un influjo constante sobre el período crítico, así, una lluvia de proyecto puede ser fácilmente trans -

formada en un hidrograma de escorrentia. La topografía de la cuenca indicará, que una lluvia con una cierta forma de distribución espacial puede ser mas crítica que una lluvia uniformemente distribuída.

Dooge (1959), generalizó aún más este método, atribuyendo al área elemental de dos curvas isócronas consecutivas un cierto "peso", resultando en un diagrama tiempo-área ajustado para las variaciones de la intensidad de la lluvia. El retardo de esta translación lineal es la distancia en tiempo entre el origen y el centro de área del diagrama tiempo-área.

Reminieras (1971), apunta algunas críticas que suscita el empleo de los métodos racional y tiempo-área:

a) La descomposición de la cuenca en áreas elementales isócronas es siempre bastante groseramente aproximada.

b) Se supone, generalmente, que el coeficiente de escurrimiento $C(\tau, t-\tau)$ es constante en toda la cuenca y durante toda la duración del aguacero.

c) No tiene en cuenta el almacenaje del agua superficial en la cuenca, el cual tiene como efecto extender la duración básica del hidrograma de escorrentia superficial.

Finalmente, es interesante notar que, en los dos casos, método racional y método racional modificado, la translación de la lluvia efectiva se supone ocurre a través de un sistema de canales lineales (una onda pasando a través de un canal lineal es únicamente trasladada, no atenuada), fig. (10). Un canal lineal es definido como un trecho de canal en que la curva de descarga en cada punto es una relación lineal, entre la descarga y el área de la sección mojada:

$$Q = k.S \quad (39)$$

donde: $k = \text{cste.}$

$S = \text{área de la sección mojada}$

$Q = \text{descarga.}$

La misma que combinándola con la ecuación de la continuidad:

$$\partial Q / \partial x + \partial S / \partial t = 0 \quad (40)$$

y solucionandola en relación a Q , se transforma en:

$$Q(t-\tau) = \text{constante} \quad (41)$$

que indica una translación pura. La función núcleo de una translación pura es un impulso unitario retardado, expresado por:

$$u(t) = \delta(t-\tau) \quad (42)$$

donde δ es la función delta de DIRAC.

5.2.4 Aproximación Combinada

C.O. Clark (1945), presentó un hidrograma unitario instantáneo obtenido por la propagación del diagrama tiempo-área a través de un reservorio lineal simple. Esto implica en formar previamente el histograma de las áreas comprendidas entre las curvas Isócronas sucesivas y trasladarlo linealmente hasta la salida de la cuenca, fig. (11). La expresión del hidrograma unitario de esta aproximación es:

$$u(0,t) = \int_0^{t \leq T_c} (1/k) \cdot \exp^{-(t-\tau)/k} \cdot W(\tau) d\tau \quad (43)$$

O'Kelly (1955), concluyó que el efecto de "alízmiento" producido por el almacenamiento sobre el diagrama tiempo-área es tan grande que el influjo puede ser reemplazado por un triángulo isóseles de área unitaria y base igual al tiempo de concentración (T_c), sin pérdida de precisión, en orden a encontrar el hidrograma unitario instantáneo de esta transformación, fig.(12).

Dooge (1959), presentó una teoría general sobre el modelamiento lineal de la escorrentía. Esta teoría se basa en la suposición que los efectos combinados de translación y almacenamiento en una cuenca de drenaje con comportamiento lineal, pueden ser reemplazados por una transformación, for-

mada por una cascada de canales lineales conectados con reservatorios lineales alternados. En este modelo, el área de drenaje es dividida nuevamente por isócronas, formando así (n) sub-áreas. Cada sub-área es representada por un canal lineal unido a un reservatorio lineal. El deflujo del canal lineal es representado por un diagrama tiempo-área que juntamente con el deflujo de la sub-área precedente, sirve como influjo del reservatorio lineal, fig. (13).

El hidrograma unitario de esta transformación es:

$$u(0,t) = 1/T \int_0^{t < Tc} \left\{ \frac{(t-\tau)}{\prod_{i=1}^n (1 + k_i D)} \right\} \cdot w(\tau/T) d\tau \quad (44)$$

donde:

T_c es el tiempo de translación total de la cuenca, $i(\tau)$ es una función de (τ) representando un número entero igual al número de orden de la sub-área, donde (τ) es considerado;

k_i es el coeficiente de almacenamiento;

τ es el tiempo de translación entre los elementos de la sub-área y la salida;

$w(\tau/T)$ es la ordenada del diagrama tiempo-área. Aunque el modelo de Dooge lleva en consideración el efecto de translación del flujo en una cuenca de drenaje, la ecuación del hidrograma unitario instantáneo no es fácilmente solucionable en aplicaciones prácticas. Dooge demostró también que el modelo de Nash y Clarkson casos particulares de su teoría general.

Singh (1964), bajo la orientación de Chow (1964), presentó un modelo onde el diagrama tiempo-área es propagado a través de dos reservatorios, representando los efectos del escurrimiento superficial y de la escorrentía superficial (dentro del canal) respectivamente. El diagrama tiempo-área de toda la cuenca con una distribución espacial variable de lluvia efectiva instantánea, es primeramente trasladada por un canal li

neal, figura (14).

La expresión del hidrograma unitario de ésta transformación es:

$$u(0,t) = 1/(k_1 - k_2) \int_0^{t' \leq Tc} (\exp(-t'/k_2) - \exp(-t'/k_1)) \cdot W(\tau) \cdot d\tau \quad (45)$$

En 1964 Diskin, propuso un modelo que consiste de dos ramificaciones de reservorios en paralelo: una formada por (n_1) reservorios lineales iguales con coeficiente de almacenamiento (k_1) dispuestos en serie y la otra ramificación con (n_2) reservorios lineales iguales con coeficiente de almacenamiento (k_2) dispuestos en serie. El influjo de la primera ramificación es (α) y el de la segunda (β). Para un influjo unitario total ($\alpha + \beta = 1$), figura (15).

La expresión del hidrograma unitario instantáneo de esta transformación es:

$$u(0,t) = \alpha / (k_1 (n_1 - 1)!) \cdot (t/k_1)^{n_1 - 1} \cdot \exp(-t/k_1) + \beta / (k_2 (n_2 - 1)!) \cdot (t/k_2)^{n_2 - 1} \cdot \exp(-t/k_2) \quad (46)$$

5.3 Linearización de las Ecuaciones del Movimiento

5.3.1 Linearización de un modelo de Difusión

En la figura (16) se presenta una semi-sección transversal drenada por un sistema de valos paralelos. Consideremos las suposiciones de DUPUIT-DARCY, el flujo puede ser representado por la ecuación (47) y la ecuación de la continuidad en medios porosos, (48).

$$q = -K \cdot y \cdot \partial y / \partial x \quad (47)$$

$$\partial q / \partial x = -\mu \partial y / \partial t \quad (48)$$

Derivando la ecuación (47) y substituyendola en la ecuación (48), tenemos como resultado la ecuación (49).

$$\mu \cdot \partial y / \partial t = K \{ y \partial^2 y / \partial x^2 + (\partial y / \partial x)^2 \} \quad (49)$$

Esta ecuación además de ser no-lineal, no admite una solución analítica; por lo tanto, hay necesidad de encontrar una solución aproximada. Una solución encaminada a resolverla consiste en la linearización previa de la ecuación (47), substituyendo (y) por ($D = \hat{y}$), así:

$$q = -K \cdot D \cdot \partial y / \partial x \quad \partial q / \partial x = (K D / \mu) \partial^2 y / \partial x^2 \quad (50)$$

La ecuación (50) es conocida como la "ecuación de difusión", la misma que para las condiciones límites indicadas a seguir, tiene como solución la ecuación (51).

$$\begin{array}{llll} y = S/\mu & \text{para} & 0 < x < L & \text{en} & t = 0 \\ y = 0 & & & \text{en} & t > 0 \\ y = 0 & \text{para} & x = 0 & \text{en} & t > 0 \end{array}$$

$$y(x, t) = S/\mu \cdot \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} \cdot \exp(-n^2 t/j) \cdot \text{sen}(n\pi x/L) \quad (51)$$

$$\text{con: } j = 1/\pi^2 \cdot \mu L^2 / KD$$

Kraijenhoff (1958), derivó a partir de la ecuación (51), la expresión del hidrograma unitario instantáneo correspondiente al flujo de un semi-módulo en dirección al valo, en el cual el nivel del agua permanece constante. Conforme la ecuación (47) el flujo total de un módulo con contribución a los dos lados es:

$$q = -2KD \cdot \partial y / \partial x$$

En estas condiciones la expresión del hidrograma unitario instantáneo es:

$$u(0,t) = 8/\pi^2 \cdot 1/j \cdot \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \exp(-n^2 t/j) \quad (52)$$

donde:

- j es llamado coeficiente de almacenamiento,
- μ volumen poroso,
- K permeabilidad,
- L distancia entre los drenos.

El hidrograma unitario instantáneo, se compone de una suma de funciones exponenciales con coeficientes de almacenamiento cada vez menores. Cada función exponencial tiene la misma consistencia que el IUH de un reservatorio lineal simple, lo que permite imaginar a la ecuación (52) como la superposición de un infinito número de reservatorios lineales dispuestos en paralelo, los cuales descargarán $(1/n^2 \cdot 8/\pi^2)$ de la precipitación efectiva, figura (18).

Como el modelo de difusión consiste de una suma de componentes lineales que actúan simultáneamente, el modelo es lineal, por lo tanto, el principio de la superposición puede ser aplicado.

5.3.2 Linearización de las ecuaciones del escurrimiento superficial

Esta aproximación se destina básicamente a linearizar las ecuaciones que gobiernan el escurrimiento a superficie libre (ecuaciones de SAINT-VENNANT)

$$\partial q/\partial x + \partial y/\partial t = 1 \quad \text{ec. de la continuidad} \quad (53)$$

$$\partial u/\partial t + u \partial u/\partial x + g \partial y/\partial x = g(S_0 - S_t) - u/y \cdot 1 \quad \text{ec. dinámica} \quad (54)$$

donde:

- y = y(x,t) profundidad,
- u = u(x,t) velocidad de escurrimiento,
- q = q(x,t) gasto líquido por unidad de anchura en el canal

$l = l(x,t)$ gasto líquido lateral por unidad de longitud del canal.

Las ecuaciones (53) y (54) rigen el escurrimiento en el área de captación, así como en el canal propiamente dicho.

Las varias maneras de linearizarlas, en las diferentes condiciones límites y de contorno (simplificaciones) pueden ser encontradas en las siguientes citaciones bibliográficas: Eagleson (1968), Eagleson (1969), Schaake Jr. (1971), Kelman (1973) y se destinan a encontrar el núcleo de la de la transformación lineal.

C A P I T U L O I I

MODFLOS UTILIZADOS

1.- La teoría del Hidrograma Unitario

En 1932 SHERMAN, introdujo el concepto de hidrograma unitario como una herramienta a ser utilizada en la transformación del hietograma de lluvia efectiva, en hidrograma de escorrentia directa de una cuenca de drenage. Este método, cuando utilizado sin suposiciones sobre el mecanismo de formación entre influjos y deflujos, es un típico ejemplo de "análisis lineal de caja negra", donde la suposición básica es que el sistema sea LINEAL E INVARIABLE EN EL TIEMPO

Sherman observó que una lluvia efectiva de intensidad uniforme y duración conocida, produce hidrogramas que cumplen aproximadamente las siguientes condiciones:

- a) Invariancia de Respuestas: la duración de la escorrentia directa es esencialmente constante, fig(19a)
- b) Superposición de respuestas: la escorrentia directa, debida a dos o mas lluvias diferentes aplicadas simultaneamente es igual a la suma aritmética de las escorrentias separadas, producidas por cada una de las lluvias aplicadas separadamente, fig.(19b)
- c) La distribución temporal de la escorrentia directa, originada por una dada lluvia es independiente de la escorrentia originada por lluvias precedentes.

El método de derivación de un hidrograma unitario para una da da cuenca se basa en el análisis simultaneo de:

- Hidrogramas continuos de lluvias registradas en un número suficiente de estaciones.

- Hidrogramas de escorrentía correspondientes a esos hietogramas.

Una altura unitaria de lluvia efectiva uniformemente distribuida sobre un período de T-horas origina un hidrograma unitario de T-horas (TUE), cuya expresión matemática es $u(T,t)$. En particular puede considerarse el hidrograma unitario correspondiente a una lluvia efectiva unitaria de duración infinitamente pequeña (en el límite T es aproximadamente cero), entonces, el TUE se aproxima del hidrograma unitario instantáneo (IUH) o $u(0,t)$, en otras palabras, "la precipitación efectiva es aplicada en el IUH de una cuenca, en el tiempo cero, sin embargo, esta es una situación ficticia y un concepto a ser utilizado en el análisis de hidrogramas" Chow (1964), en términos de ingeniería de sistemas, el IUH es la respuesta impulso del sistema (impulse response), i.e. el deflujo del sistema debido a un impulso instantáneo de volumen unitario.

La transformación del hietograma de lluvia efectiva en hidrograma de escorrentía directa, es representada por la integral de convolución que relaciona un influjo $I(t)$ con un deflujo $O(t)$ a través de la función pulso (pulse function) $u(t)$. ec(55).

$$\begin{aligned} O(t) &= \int_0^t I(\tau) \cdot u(t-\tau) \cdot d\tau \\ &= \int_0^t u(\tau) \cdot I(t-\tau) \cdot d\tau \\ &= u(t) \cdot I(t) \end{aligned} \quad (55)$$

La primera versión de la ecuación (55) es el caso generalmente utilizado en la transformación lluvia-escorrentía y puede ser discretizado y convolucionado conforme la fig. (20a). En el límite, se puede considerar el influjo como una función continua, consistente de una sucesión infinitesimal de influjos instantáneos y duración ($d\tau$) los mismos que multiplicados por el núcleo reproducirán los deflujos conforme la fig. (20b).

Un caso interesante se presenta utilizando la segunda versión de la ecuación (55), colocando:

$$I(t-\tau) = \begin{cases} 1/T & \text{para } 0 \leq (t-\tau) \leq T \\ 0 & \text{en otros casos} \end{cases}$$

Esto implica en que el núcleo de esta convolución es un volumen unitario de lluvia efectiva que actúa uniformemente sobre un período T ($1/T \cdot T = 1$) y el hidrograma resultante será por definición el TUE. El campo de variación de τ es de $(t-T)$ a (t) , i.e.

$$O(t) = u(T, t) = 1/T \int_0^{t-T} u(\tau) \cdot d\tau \quad (56)$$

(con el límite inferior igual a cero si $t < T$)

Así, dado un hidrograma unitario instantáneo, una lluvia de proyecto con un volumen determinado de lluvia efectiva que se mantiene uniforme durante el período de duración (T), se puede encontrar primero el hidrograma unitario de T -horas convolucionando una lluvia efectiva de intensidad ($1/T$), utilizando a seguir la primera versión de la ecuación (55) para períodos finitos, en orden a encontrar el deflujo de esta transformación. Esto puede ser hecho para un valor previamente seleccionado de (T) a partir del estudio de las curvas Intensidad-Frecuencia-Duración.

Aún con relación a la respuesta-impulso de un sistema lineal estacionario, surge el concepto de curva S . Una curva S es la respuesta de un influjo efectivo de intensidad constante actuando en un período indefinido, en otras palabras, la curva S reproduce el crecimiento del deflujo en dirección a su valor de equilibrio. Matemáticamente representada por:

$$S_t = \int_0^t u(0, t-\tau) \cdot d\tau = \int_0^t I(\tau) u(0, t-\tau) d\tau$$

donde $I(\tau) = 1$ para $\tau > 0$

Substituyendo $(t-\tau) = \sigma$ y $d\tau = -d\sigma$, entonces

$$S_t = \int_0^t u(0, \sigma) \cdot d\sigma = \int_0^t u(0, \sigma) \cdot d\sigma \quad (57)$$

Una curva S iniciando en el tiempo T puede ser expresa por:

$$S_{t-T} = \int_0^{t-T} u(0, \sigma) \cdot d\sigma \quad (58)$$

Se sigue que, un influjo de duración T e intensidad (1/T) produce un hidrograma unitario de T-horas conforme ec. (56), fig. (21).

$$\begin{aligned} u(T, t) &= 1/T \left\{ \int_0^t u(\sigma) \cdot d\sigma - \int_0^{t-T} u(\sigma) \cdot d\sigma \right\} = 1/T \{ S_t - S_{t-T} \} \\ &= 1/T \int_{t-T}^t u(\sigma) \cdot d\sigma \end{aligned} \quad (59)$$

Así, el hidrograma unitario de T-horas se puede encontrar substrayendo dos curvas S: la primera iniciando en el tiempo $t = 0$ y la segunda en el tiempo $t = T$, fig. (21).

2.- El Reservatorio Lineal Simple

La transformación de la ^{precipitación} (participación) en es - correntia es el resultado de un almacenamiento temporario del agua en la cuenca (sistema). El almacenamiento del agua superficial en una cuenca urbana es normalmente encontrado en la red de canales naturales y/o artificiales, colectores pluviales y eventualmente en las calles.

Una formulación simplista de la relación lluvia-escorrentia es considerar a la escorrentia linealmente proporcional al almacenamiento (reservatorio lineal) y este por su vez igual a la diferencia en cada instante entre el influjo y el correspondiente deflujo (continuidad) fig. (22)

Consideremos, una cuenca urbana como un reservatorio lineal con parámetros globales y estacionarios. La expresión del hidrograma unitario instantáneo conforme ec. (30) es:

$$u(0, t) = 1/k \cdot \exp(-t/k)$$

Para encontrar la "ecuación de propagación", en 1934 ZOCH convoluciono el hidrograma unitario instantáneo con un influjo constante I:

$$O(t) = \int_0^t I \cdot u(t-\tau) d\tau = I \int_0^t 1/k \cdot \exp(-(t-\tau)/k) d\tau = I (1 - \exp(-t/k))$$

Al final del primer intervalo: $O(t) = O(1)$ y $I = I_1$:

$$O(1) = I_1 (1 - \exp(-1/k))$$

De acuerdo con el principio de superposición, el deflujo al final del segundo intervalo sera:

$$O(2) = I_1 \exp(-1/k) + I_2 (1 - \exp(-1/k))$$

De una manera general la ECUACION DE PROPAGACION sera:

$$O(n) = I_{n-1} \exp(-1/k) + I_n (1 - \exp(-1/k)) \quad (60)$$

La curva S para un reservatorio lineal con parámetros globales y estacionarios conforme ecuación (57) sera:

$$S_t = \int_0^t u(\sigma) d\sigma = \int_0^t 1/k \exp(-\sigma/k) d\sigma = (1 - \exp(-t/k))$$

y $S_{t-T} = (1 - \exp(-(t-T)/k))$

El hidrograma unitario de T-horas producido por una lluvia de intensidad $(1/T)$ y duración T, conforme ecuación (59) sera:

$$u(T,t) = 1/T \{S_t - S_{t-T}\} = 1/T \{\exp T/k - 1\} \exp(-t/k) \quad (61)$$

Una vez encontrada la expresión del hidrograma unitario de T-horas, lo convolucionamos a través de la primera versión de la ecuación (55) y figura (20) con la lluvia efectiva, en orden a encontrar el hidrograma de escorrentia directa, siendo este un nítido caso de convolución.

A esta altura podemos distinguir conforme OVERTON (1970), dos operaciones diferentes en la síntesis del hidrograma que llevan implícito el concepto de hidrograma unitario: PROPAGACION, ec. (60), CONVOLUCION, ec. (55). La propagación de la lluvia efectiva reproduce al final de cada período el deflujo correspondiente a esta, mas el retardo de la lluvia efectiva caída en el período anterior; es pues, una operación directa. Por otro lado, la operación de convolución suma y retarda el producto de las ordenadas del hidrograma unitario con las respectivas ordenadas de la lluvia efectiva, necesitando de la derivación previa de un hidrograma unitario de T-horas, ecuación (61), figura (24).

El tiempo de retardo "LAG TIME" definido aquí, como la distancia entre el centro de gravedad del hidrograma de lluvia efectiva y el centro de gravedad del hidrograma de escorrentía directa de esta transformación, puede ser encontrado calculando el primer momento del hidrograma unitario instantáneo en relación al origen, dividido por su área, así:

$$\text{lag} = \frac{\int_0^{\infty} 1/k \cdot t \cdot \exp(-t/k) \, dt}{\int_0^{\infty} 1/k \cdot \exp(-t/k) \, dt} = \frac{-k \int_0^{\infty} t \, d(\exp(-t/k))}{\int_0^{\infty} \exp(-t/k) \, dt}$$

$$= \frac{t \cdot \exp(-t/k) \Big|_0^{\infty} - \int_0^{\infty} \exp(-t/k) \, dt}{\int_0^{\infty} \exp(-t/k) \, dt} = \frac{-k \cdot 0 - 1}{1} = k$$

De donde concluimos que: si el comportamiento de la cuenca fuere completamente lineal con parámetros globales y estacionarios, el coeficiente de almacenamiento (k) debería ser siempre igual al tiempo de retardo definido arriba. Como esto no ocurre en la naturaleza, debido principalmente a la no-linealidad de la relación lluvia-escorrentía, a la distribución no-uniforme de la lluvia efectiva y a la variabilidad de respuestas a un mismo influjo, el coeficiente de almacenamiento (k)

se lo considera como un PARAMETRO DE AJUSTE a rigor variable para cada lluvia y durante la misma y por razones de simplicidad lo consideraremos constante en cada lluvia.

3.- LA DÓBLE PROPAGACION O EL MODELO A DOS RESERVATORIOS

HOLTON y OVERTON (1964), concluyeron que la "mejor simulación se da cuando se propaga dos veces consecutivas la lluvia efectiva o se convolucionan el hidrograma unitario instantáneo resultante del paso, a través de dos reservatorios iguales en serie". La expresión del hidrograma unitario instantáneo, conforme ecuación (33) es:

$$u(0,t) = 1/k^2 t \exp(-t/k)$$

Este modelo fué caracterizado como una tentativa para simular el proceso HESTERICO observado entre la relación almacenamiento-deflujo en varias cuencas, OVERTON (1970) La curva S, para un modelo a dos reservatorios con parámetros globales y estacionarios, conforme ecuación (57):

$$S_t = \int_0^t 1/k^2 \sigma \exp(-\sigma/k) d\sigma = 1 - \exp(-t/k) - t/k \exp(-t/k)$$

$$S_{t-T} = 1 - \exp(-(t-T)/k) - (t-T)/k (\exp(-(t-T)/k))$$

El hidrograma unitario de T-hor . producido por una lluvia de intensidad (1/T) y duración T, conforme ecuación (59) es:

$$u(T,t) = 1/T (S_t - S_{t-T})$$

$$1/T (\exp(-(t-T)/k) (1+t/k-T/k) - \exp(-t/k)) \quad (62)$$

La expresión del hidrograma unitario de T-horas es convolu-

cionado a seguir, con la lluvia efectiva a través de la primera versión de la ecuación (55), en orden a encontrar el hidrograma de escorrentía directa.

El parámetro (k) en este modelo continúa siendo la distancia entre el centro de gravedad del hidrograma de lluvia efectiva y el hidrograma de escorrentía directa conforme demostraron NASH(1959) y DISKIN(1967-1)

4.- EL MODELO DE NASH

NASH(1960), hizo la contribución más importante al demostrar varias propiedades de la forma del hidrograma unitario instantáneo; años más tarde DISKIN (1967-1), llegó a las mismas conclusiones utilizando como herramienta la transformación de LAPLACE.

Consideremos un sistema lineal con parámetros globales y estacionarios, descrito por una ecuación del tipo (55). NASH (1959), demostró que el primer momento de la función de transferencia en relación al origen, es igual a la diferencia entre el primer momento del hidrograma de escorrentía directa en relación al origen, menos el primer momento del hidrograma de lluvia efectiva en relación al origen, ecuación (63), figura (26).

$$H_1' = Y_1' - X_1' \quad (63)$$

También demostro que, la diferencia entre el segundo momento del hidrograma de escorrentía en relación al centro de masa, menos el segundo momento del hidrograma de lluvia efectiva en relación al centro de masa, es igual al segundo momento de la función de transferencia en relación al centro de masa, ecuación (64)

$$H_2 = Y_2 - X_2 \quad (64)$$

De esta manera, es posible determinar los momentos del hidro-

grama unitario instantáneo, a partir de los registros de lluvia efectiva y escorrentia directa, vía ec. (63) y ec. (64). NASH (1959), desarrolló un modelo suficientemente general, para completar la determinación de la forma del hidrograma unitario instantáneo. Este modelo tiene una respuesta-impulso que puede ser determinada por la evaluación de los parámetros (n) y (k) de la ecuación (34).

Una primera aproximación, en orden a determinar la forma del hidrograma unitario instantáneo, es estimada calculando los varios momentos de la lluvia efectiva y escorrentia directa con ecuaciones del tipo (63) y (64) NASH (1959), teóricamente con la utilización de la transformación de Laplace, DISKIN (1967), sin duda, esta primera aproximación, "es una aproximación implícita en el mecanismo de los momentos: la respuesta así modelada puede solamente ser una buena aproximación de la realidad" O'DONELL (1966).

NASH (1960), después de considerables investigaciones, escogió un modelo suficientemente adecuado, considerando el proceso lluvia-escorrentia como el resultado del almacenaje temporario del agua, a través de, una cascada de (n) reservorios iguales, en que el deflujo del anterior es el influjo del siguiente y así sucesivamente. La función núcleo de este modelo conforme ec. (34) es:

$$u(0,t) = 1/k^n n \cdot \exp(-t/k) \cdot (t/k)^{n-1}$$

Para esta expresión, el primer momento en relación al origen es $(n.k)$ y el segundo momento en relación al centro de masa es $(n.k^2)$. De esta manera podemos determinar (n) y (k) a partir de las ecuaciones (63) y (64), haciendo:

$$y_1' - x_1' = nk \quad ; \quad n = (y_1' - x_1')^2 / (y_2 - x_2) \quad (65)$$

$$y_2 - x_2 = nk^2 \quad ; \quad k = (y_2 - x_2) / (y_1' - x_1')$$

La curva S , para este modelo, conforme ec. (57) es:

$$S_t = 1/Tn \int_0^{t/k} \exp(-\sigma/k) (\sigma/k)^{n-1} d(\sigma/k) \quad (66)$$

$$S_t = I(n, t/k)$$

donde:

$I(n, t/k)$ es la función gama incompleta de orden (n) hasta (t/k) y

$$S_{t-T} = I(n, (t-T)/k) \quad (67)$$

Es la expresión de la curva S desplazada de T-horas.

La expresión del hidrograma unitario de T-horas producido por una lluvia de intensidad $(1/T)$, conforme ecuación (59) es:

$$u(T, t) = 1/T \left\{ I(n, t/k) - I(n, (t-T)/k) \right\} \quad (68)$$

NASH recomienda la utilización de la obra "tables of incomplete gamma function" de Karl Pearson, para calcular la función gama incompleta.

La expresión del hidrograma unitario de T-horas es convolucionado, a seguir, con la lluvia efectiva, a través de la primera versión de la ecuación (55), en orden a encontrar el hidrograma de escorrentia directa.

Entonces, la utilización del modelo de NASH implica en el cálculo previo de los parámetros (n) y (k), utilizando la técnica de los momentos. Sin embargo, es posible también, considerar estos parámetros como "parámetros de ajuste" en orden a maximizar (minimizar) alguna FUNCION OBJETIVA.

Se puede demostrar fácilmente, que el modelo a un reservatorio y el modelo a dos reservatorios en cascada, reportados anteriormente, son casos particulares del modelo de NASH.

5.- El Modelo de Krainjenhoff

En la linealización de un modelo de difusión,

vimos que, la expresión del hidrograma unitario instantáneo, conforme ecuación (52) esta dado por:

$$u(0,t) = 8/\pi^2 \frac{1}{j} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \exp(-n^2 t/j)$$

La convolución del hidrograma unitario instantáneo con una lluvia efectiva de intensidad I , origina la ecuación de propagación de la lluvia efectiva:

$$\begin{aligned} O(t) &= \int_0^t I u(0,t-\tau) d\tau \\ &= \int_0^t I \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{j} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \exp\{-n^2(t-\tau)/j\} d\tau \\ &= I \left\{ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} \exp(-n^2 t/j) \right\} \quad (69) \end{aligned}$$

Como el parámetro j , tiene la dimensión de tiempo, (Krainsjenhoff, 1958), la ecuación (69) depende del valor adimensional (t/j) y del valor de la intensidad de la lluvia efectiva I . Krainsjenhoff (1962), elaboró una tabla que permite calcular el valor de la expresión (70), facilitando así la aplicación del modelo.

$$C_1(t,j) = \left\{ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} \exp(-n^2 t/j) \right\} \quad (70)$$

De esta manera, el deflujo $O(T)$, despues de un intervalo T sera:

$$O(T) = C_1(T,j) I$$

Con la precipitación efectiva iniciando en el tiempo $t=0$, el deflujo crece conforme la expresión:

$$O(t)_1 = C_1(t,j) I$$

Con la precipitación efectiva iniciando en el tiempo $t=T$, el deflujo aumenta conforme:

tario.

La ecuación (71), es el resultado de la diferencia de dos curvas S defasadas de un tiempo T; esto equivale a la expresión del hidrograma "unitario" de T-horas. De hecho, haciendo ($I = 1/T$), el volumen de lluvia efectiva se hace unitario; consecuentemente, la ecuación (71) es la expresión del hidrograma unitario de T-horas, válido para el modelo de Kraijenhoff.

$$u(T,t) = 1/T \left\{ 8/\pi^2 \sum_{n=1}^{\infty} 1/n^2 \{ \exp(n^2 T/j) - 1 \} \exp(-n^2 t/j) \right\} \quad (73)$$

Una vez encontrada la expresión analítica del TUS, sigue la convolución con la distribución temporal de la lluvia efectiva, en orden a sintetizar la distribución temporal de la corriente superficial. En éste modelo (j) es un parámetro de ajuste

C A P I T U L O I I I

APLICACION Y AJUSTE DE LOS MODELOS

1.- La Cuenca del Arroyo Diluvio

La grande cuenca del Arroyo Diluvio de FORTO ALEGRE, está formada por más de veinte sub-cuencas, drenando en total una superficie de 70 km² aproximadamente, dibujo (2).

La característica mas importante de esta región, es la grande variedad de TASAS DE URBANIZACION que sus áreas presentan: existen superficies completamente urbanizadas, mientras que, en sus cabeceras predomina el ESTADO NATURAL.

Un estudio ESTEREOSCOPICO preliminar, hecho sobre fotografías aéreas de la región, en escala aproximada de 1:8.000 (Interpretoskop Zeiss Jena), confirmó la versatilidad resaltada arriba, notándose también la dificultad enorme en la definición de los divisores internos de agua, sobre todo en áreas altamente urbanizadas.

Para cumplir los objetivos de nuestro estudio, encontramos en esta cuenca condiciones interesantes.

La situación ideal habría sido controlar una misma cuenca, a través de los diferentes grados de urbanización que ella sufre a lo largo del tiempo; ante tal optimismo, debido principalmente a la ausencia total de informaciones y a la falta de concientización sobre los problemas de la relación lluvia-escorrentia en áreas urbanas, decidimos optar por la colecta de nuestros propios datos.

Una idea preliminar salía a flote: controlar el propio canal diluvio en dos secciones previamente escogidas, computando las reacciones de las áreas contribuyentes comprendidas entre estas dos secciones, así como las contribuciones a lo largo del canal, parametrizando de alguna manera cada sub-cuenca. Un modelo preliminar habría de ser montado, en

condiciones de ajuste con los datos registrados en las dos secciones.

Una segunda idea preconizaba el control parcial de varias sub-cuencas en diferentes estados de urbanización parametrizándolas de alguna manera.

La segunda idea, a nuestro entender presentaba más condiciones de viabilidad técnica, en el sentido de ser un punto de partida en el REAL conocimiento de la relación lluvia-es-correntia en estas latitudes; considerando la tendencia natural en la opción de ciertos "coeficientes" registrados en áreas con características urbanas diferentes de nuestra realidad: uso de la tierra, costumbres condiciones geológicas, etc.

A seguir seleccionamos dos áreas con características físicas e hidráulicas bien definidas, esto es, la mayor parte de la escorrentia superficial directa se dirija hacia una única salida (condición muy difícil de encontrar en áreas altamente urbanizadas), con sección de control hidráulicamente conveniente. De esta manera, las áreas que a nuestro juicio satisficieron estas exigencias fueron: la cuenca del arroyo BELA VISTA altamente urbanizada y la cuenca del arroyo AGRONOMIA en estado natural.

1.1 La Cuenca del Arroyo Bela Vista

La cuenca del arroyo Bela Vista con 4 km^2 de área de drenaje ($2,7 \text{ km}^2$ hasta la sección de aforos), representa una tasa de urbanización de 84% y una fracción impermeable de 35%, ambas hasta la sección de control; obtenidas por medio de fotointerpretación del área y resumida en la tabla (1). En el dibujo (3), se presenta una Ortofotografía de la región en escala 1:10.000, donde puede notarse la predominancia de residencias que abarcan un total de 40.000 habitantes aproximadamente.

El sistema de drenaje se compone de un lecho en estado natu

ral que recibe contribuciones radiales del área no urbanizada; seguido por una galería cuadrada (2,5 m. x 2,5 m.) de concreto armado, receptora de los gastos laterales provenientes de las calles y de los escasos pluviales que desaguan a lo largo de sus 600 m. de longitud. Sigue un canal a cielo abierto revestido por piedra uniforme con sección transversal (2,6 m. x 1,7 m.), el mismo que se bifurca en dos galerías de concreto armado que descargan en el arroyo diluvio.

1.2 La Cuenca del Arroyo Agronomía

Al contrario de la cuenca anterior esta presenta condiciones predominantemente rurales. Su cobertura es básicamente vegetal predominando la vegetación arbórea (nativa y artificial) sobre la arbustiva, hervácea y rastroja. En la tabla (2) está especificado el uso de la tierra, resaltando la baja tasa de urbanización: 2%, decorrente de agrupamientos aislados de residencias. De acuerdo con la definición establecida, la tasa impermeable es nula, pues, no existen zonas hidráulicamente impermeables.

El sistema de drenaje es completamente natural, siendo el arroyo Agronomía la espina dorsal. El área de captación es de 7 km². aproximadamente y su población se estima en 5.000 habitantes.

2.- Colecta de datos

Aprovechando una práctica de campo del curso Técnico de Hidrología, instalamos tres pluviógrafos de los cuatro indicados en el dibujo (2), así como dos limnígrafos, controlando las cuencas mencionadas. Los lugares escogidos para la instalación de los pluviógrafos obedecen a razones geográficas y de seguridad. Cuanto a los limnígrafos merecen una mención especial; son de tipo neumático o de burbuja, alimentados por una botella de aire comprimido, cuya

presión equilibra una columna de mercurio que por su vez equivale a la presión hidrostática instantánea. La grande ventaja de estos registradores es la no-necesaria localización junto a la sección de aforos, pues, ellos pueden trabajar hasta una distancia de 600 m.; esta versatilidad lo hace recomendable en áreas urbanas, ya que pueden ser instalados en propiedades particulares libres de deterioración y vandalismo. Los pluviógrafos instalados son de tipo convencional, esto es, descargan por sifoneo y estan regulados de manera a registrar la lluvia caída en cada quince minutos, con autonomía de una semana.

En el arroyo Agronomía, la estabilidad de la sección de control está garantizada por una canaleta de madera tipo PARSHALL, cuyas dimensiones aparecen en el dibujo (1). En el dibujo (4) se muestra la respectiva curva de descarga experimental, siendo ésta una de las ventajas de las canaletas patronizadas.

En el caso del arroyo Bela Vista, fué utilizado como sección de aforos el canal a cielo abierto mencionado arriba, con una sección transversal de (2,6m x 1,7m), el cual fué calibrado por medición directa de velocidades con micro-molinete; es claro que, bajo el agua de la lluvia. En el dibujo (5) se muestra la curva de descarga ajustada por un polinomio de segundo grado y los aforos efectuados.

Con los instrumentos instalados y las secciones controladas, tuvimos condiciones de coleccionar datos de lluvias precipitadas e hidrogramas de escorrentia, que nos permitieron utilizarlos como elementos de calibración de nuestros modelos.

3.- Metodología de aplicación de los Modelos y Ajuste de Parámetros

3.1 Datos Utilizados

Para las dos cuencas controladas, fueron utilizados los registros de lluvia y escorrentía que, en gene

ral, cumplieron las siguientes condiciones:

- a) lluvias temporalmente aisladas,
- b) lluvias que presentaron una distribución espacial mas o menos uniforme,
- c) hidrogramas que presentaron un pique y una curva de recesión bien definidos.

Cabe destacar también, que los puntos M y N de la figura (29), inicio y fin de la escorrentia directa respectivamente, fueron unidos por una linea recta, separando asi la escorrentia directa de la de base.

Esta selección visa principalmente la utilización de una FUNCION OBJETIVA, definida abajo, aunque los métodos de Sintesis presentados pueden también ser aplicados a registros continuos con pique multiples.

3.2 Fotografías Aéreas y Ortofotografías (Fotomapas)

La visión en relieve se logra en la vida real, por la visión simultánea de los objetos desde distinto ángulo, el correspondiente a cada ojo, y su coordinación mental. Gracias a ésta doble visión, podemos apreciar las distancias, espesores, profundidades, etc., es decir, todas aquellas magnitudes tridimensionales de los objetos. De ésta manera, si tenemos dos fotografías de un mismo terreno tomadas desde distinto ángulo, solo nos falta poder coordinarlas en el cerebro para obtener la visión en relieve. Esto se logra por medio de aparatos especiales llamados ESTEREOSCOPOS o ESTEREOSCOPIOS. Las dos fotografías descritas reciben el nombre de PAR ESTEREOSCOPICO y en el caso de fotografías verticales, pueden ser cualquier par de fotografías consecutivas a lo largo de una línea de vuelo.

La FOTOINTERPRETACION es la utilización de las propiedades estereoscópicas que presentan un par estereoscópico, para cuantificar y localizar ciertas características que nos in-

teresañ, i.e., suelos, fecciones geológicas, urbanismo, agricultura, etc., por medio de un aparato óptico.

En nuestro estudio fueron utilizadas fotografías aéreas en escala aproximada de 1:8000, vistas a través de un INTERPRETOSKOP Zeiss-Jena, para:

- a) Limitación de las cuencas contribuyentes,
- b) Cuantificación del uso de la tierra, en las áreas estudiadas; tabla (1) y tabla (2).

Sin embargo, de la grande utilidad de las fotografías aéreas, existen algunas diferencias con las Ortofotografías que merecen ser destacadas. En cuanto a sus características geométricas: una ortofotografía es una proyección paralela ortogonal de los puntos del terreno sobre un plano de proyección horizontal, mientras que, una fotografía aérea es una proyección central de los puntos del terreno desde un centro de proyección (el centro óptico del objetivo de la cámara) sobre un plano "aproximadamente" horizontal. Por lo tanto, la escala de una fotografía aérea es siempre aproximada, mientras que, la de una ortofotografía es "exacta". En cuanto al aspecto del contenido de la imagen, la ortofotografía o fotomapa, es un almacén de información en escala exacta: el tono, la textura, el color (si se desea), las sombras propias y las demás características visibles de todos y cada uno de los elementos que constituyen el terreno, en tanto que, la fotografía aérea con una riqueza semejante no siempre sus detalles están en una misma escala.

Una ortofotografía de la cuenca del Bela Vista se presenta en el dibujo (2), realizada en un STEREOTRIGOMAT ZEISS-JENA de la CARTOMETRONICA del Instituto de Pesquisas Hidráulicas.

3.3 El Índice FHI

El índice FHI se define como la cantidad de lluvia por encima de la cual el volumen de lluvia es igual

al de escorrentia, LINSLEY (1967). Esto equivale a admitir todas las pérdidas del aguacero: infiltración, interceptación, almacenamiento de depresión, constantes durante toda la duración de la lluvia, fig. (29).

Es importante notar que, cuanto más urbanizada se encuentre una área, esta abstracción está más cerca de la realidad, desde que la cuenca, esté previamente RECARGADA para iniciar el escurrimiento (pérdidas iniciales), fig. (29)

3.4 La Función Objetiva

En la aplicación de alguna técnica de optimización (programación lineal, programación dinámica, método del gradiente mínimo, etc.) es necesario DELINEAR las premisas exactas sobre las cuales la "mejor" solución está siendo juzgada. Esto puede ser hecho por un simple índice o por una solución altamente sofisticada que exige estudios previos de los dominios de sus variables.

En el presente estudio, estamos interesados en SINTETIZAR LOS HIDROGRAMAS observados, a través de los modelos presentados en el capítulo II, cuyos parámetros pueden transformarse en PARAMETROS DE AJUSTE. Consecuentemente LA BONDAD DEL AJUSTE tiene que ser medida de alguna manera.

Definimos el índice:

$$\alpha(i) = \{QO(i) + \overline{QO}\} / 2\overline{QO}$$

donde:

$QO(i)$ = Valor de la descarga observada en el punto i ,

\overline{QO} = Valor medio de las descargas observadas,

i = Posición en la recta (QO)

Para una serie de valores observados del conjunto:

$$\{QO(i) , i = 1, 2, \dots, L\}$$

existirá siempre un valor medio definido por:

$$\overline{QO} = \frac{\sum_1^L QO(i)}{L}$$

cuyo valor servirá para definir la inclinación de la recta $\alpha = f(QO)$, fig. (30)

El Integral Square Error (ISE) es definido como:

$$ISE = \frac{\left\{ \sum_1^L (QO(i) - Q(i))^2 \right\}^{1/2}}{\sum_1^L QO(i)} \times 100$$

donde:

$Q(i)$ = Valor de la descarga simulada en el punto i

Se ve claramente que, el ISE da grande atención a la diferencia entre el valor observado y calculado en un mismo punto, sin considerar si esa diferencia está en los valores altos o bajos de los conjuntos QO y Q , en otras palabras, las diferencias en las descargas bajas tienen el mismo peso que las diferencias en las descargas elevadas.

Sin embargo, del ISE ser bastante utilizado como función objetiva; en nuestro caso, nos interesa dar mayor atención a las descargas elevadas, pues ellas, son generalmente utilizadas para el dimensionamiento, aunque modernamente se considere no solamente el valor instantáneo máximo, sino también el volumen total de la onda de crecida, consecuentemente las descargas bajas.

Definimos el Integral Square Error Especial (ISEE) como:

$$ISEE = \frac{\sum_1^L \alpha(i) \cdot (QO(i) - Q(i))^2}{\sum_1^L QO(i)} \times 100$$

con el cual se da un peso mayor a las diferencias localizadas en los valores más elevados de los conjuntos $QO(i)$ y $Q(i)$.

En la figura (30) vemos que, para $QO = 0, \alpha = 0.5$; el peso

0.5 nos parece exagerado para un valor nulo de la descarga observada. Este problema fue obviado desconsiderando los valores nulos de Q_0 .

Así, el ISEE es la función objetiva que a nuestro entender satisface nuestras preocupaciones.

Se sigue que, los modelos con parámetros de ajuste, operan en orden a minimizar el valor de la función objetiva.

3.5 Operación de los Modelos

En anexo presentamos los diagramas de flujo con los respectivos programas de computador escritos en lenguaje FORTRAN IV. En el presente estudio fue utilizado un computador BURROUEHS B6.700/B7.700.

Respecto a los flujogramas (3.5.1) y (3.5.2) merecen una atención especial: ellos operan en orden a MINIMIZAR La función objetiva $P(j)$ definida en el aparte anterior.

Los resultados obtenidos para la función objetiva, así como los valores de los coeficientes de almacenamiento MINIMOS y el número de reservorios que la originaron, se encuentran resumidos en las tablas 3, 4, 5 y 6.

Se optó por utilizar como solución final, aquella que minimice la suma de los diferentes valores de la función objetiva y el correspondiente valor ponderado del coeficiente de almacenamiento (valores encerrados en círculos).

C A P I T U L O I V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1- En las tablas 7 y 8 presentamos los resultados finales, relativos a la operación de los modelos sobre las cuencas Bela Vista y Agronomía respectivamente.

El modelo de Nash (con parámetros de ajuste) tiene un coeficiente de almacenamiento (k_{op}) resultante de la optimización descrita anteriormente. Igual observación merece el parámetro (j) del modelo de Krainjenhoff.

En los modelos: reservatorio simple (k_N , $N=1$), dunlo (k_N , $N=2$) y Nash (con parámetros de Nash), k_N es el coeficiente de almacenamiento calculado a partir de la técnica de los momentos, ecuación (65). El parámetro (N) en el modelo de Nash (con parámetros de Nash) es igualmente calculado por medio del teorema de los momentos.

Si consideramos como modelo más apto aquel que MINIMIZA el sumatorio de la Función Objetiva (F), podemos concluir que el modelo de Krainjenhoff ($j=1,5;N=3$) se adapta mejor a la cuenca Bela Vista con $\bar{F} = 14,6\%$, seguido por el modelo de Nash ($k_{op}=0,5;N=1$) con $\bar{F} = 15,3\%$. Con relación a la cuenca Agronomía, el modelo más apto es Nash ($k_{op}=2,4;N=1$) con $\bar{F} = 8,47\%$, seguido por el reservatorio lineal simple ($k_N = 2,82;N=1$) con $\bar{F} = 9,07\%$.

2- La segunda conclusión se refiere a la aspiración de toda técnica hidrológica empleada: dar un CIERTO CARACTER UNIVERSAL a los resultados obtenidos, por lo menos en la región donde el estudio fue realizado.

En la figura (31) presentamos un gráfico que relaciona los valores óptimos de los coeficientes de almacenamiento contra la fracción hidráulicamente impermeable de las cuencas estudiadas.

Entendemos que, en el porcentaje impermeable, está resumi-

do todo el dinamismo del proceso de ocupación y uso de la tierra, pues, el volumen de inundación, fenómeno más importante en áreas urbanas, es directamente proporcional a este.

Las líneas pautadas indican una probable variación parabólica de estas grandezas, siempre que se trata de áreas con variables de estado con gamas de variación más o menos uniformes, esto es, que las características fisiográficas (declividad, área, grado de canalización, grado de urbanización, etc.) no presenten valores inesperados.

Como sugestión casi que automática, surge la idea de controlar áreas con fracciones hidráulicamente impermeables inferiores a 35% (máximo valor encontrado en la cuenca del Diluvio), que posibilitará el real conocimiento de estas curvas. Esto equivale a conocer una familia de hidrogramas unitarios instantáneos parametrizados por los modelos de Nash o Krainjenhoff y por su vez con la fracción hidráulicamente impermeable del área estudiado.

En la figuras (32) y (33), presentamos las envoltorias de la familia de hidrogramas unitarios instantáneos, arriba mencionados para los modelos de Nash (con parámetros de ajuste) y Krainjenhoff, restringida a la grande cuenca del arroyo Diluvio.

3- A partir de las curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración, DMAE (1972), tomamos los siguientes valores para las intensidades (I).

Recurrencia	T = 5 años	T = 10 años
Duración		
D = 15'	95 mm/h	110 mm/h
D = 30'	65 mm/h	76 mm/h

Suponiendo que la cuenca del arroyo Bela Vista, parametrizada con Nash ($k_{op}=0,5; N=1$) continúe con esta misma reacción

a un influjo unitario instantáneo hasta que su área esté completamente urbanizada y que el coeficiente de escurrimiento máximo en estas condiciones sea $C = 0,80$. Para una lluvia con duración de quince minutos y las condiciones actuales $C = 0,46$, Nash ($k_{op}=0,5;N=1$); podemos convolucionar las intensidades de lluvia efectiva (CI) en las condiciones actuales y estimadas con las ordenadas del TUH derivado a partir del IUH. Los resultados de esta convolución se muestran en las figuras (34) y (35), siendo que las ordenadas del hidrograma resultante está dado en (mm/15min.) con una área de $2,7 \text{ km}^2$.

Así, si utilizamos las descargas máximas de los hidrogramas de las figuras (34) y (35) como elementos de proyecto, los valores correspondientes en litros por segundo se presentan a seguir:

Descargas máximas	T = 5 años	T = 10 años
Condiciones actuales	19,4 l/s x 10^3	20,6 l/s x 10^3
Condiciones estimadas	33,7 l/s x 10^3	35,9 l/s x 10^3

En el caso de la cuenca del arroyo Agronomía, parametrizada con Nash ($k_{op}=2,4;N=1$), nos interesaría conocer el hidrograma resultante de las lluvias típicas, cuando la ocupación y uso de la tierra sea semejante a la de la cuenca del Bela Vista.

Con esta suposición, las condiciones estimadas para Agronomía serán $C = 0,50$, Nash ($k_{op}=0,5;N=1$), mientras que las condiciones actuales son $C = 0,20$, Nash ($k_{op}=2,4;N=1$).

A seguir mostramos las descargas máximas obtenidas por estas consideraciones, presentadas en las figuras (36) y (37).

Las lluvias utilizadas para las convoluciones fueron las de media hora de duración, ya que, el área de contribución es de 7 km^2 , con un tiempo de concentración superior a treinta minutos.

Descargas máximas	T = 5 años	T = 10 años
Condiciones actuales	$3,7 \text{ l/s} \times 10^3$	$4,3 \text{ l/s} \times 10^3$
Condiciones estimadas	$31,6 \text{ l/s} \times 10^3$	$36,4 \text{ l/s} \times 10^3$

Las consideraciones utilizadas, pueden también ser aplicadas en el modelo de Krainjenhoff, con otros valores de frecuencia y duración.

B I B L I O G R A F I A

- AMOROCHO Y HART, "A critique of Current Methods in Hydrologic Systems Investigation" TAGU, vol. 45, Nº 2, 1964.
- CRAWFORD, N.H., "Digital Simulation in Hydrology", Technical Report Nº 39, July 1966.
- CRAWFORD, N.H., "Infiltration and Losses in Urban Hydrology", Appendix A, Chapter 3, UWRR, ASCE 1.968.
- CHOW, "Handbook of Applied Hydrology", Cap.14, McGrawhill, 1964.
- DISKIN, M.H., "A Laplace transform proof of the theorem of moments for the instantaneous unit hydrograph", WRR, 3(2), 1967 (1).
- DISKIN, M.H., "Transfer Functions for the Analysis of Rainfall-Runoff Relations", publication Nº85 IASH, Leningrado, 1967 (2).
- DISKIN and BONEH, "Moments of the Input, Output, and Impulse Response Functions of Linear Systems about Arbitrary Points", WRR, Vol.4, Nº 4, 1968.
- DISKIN, M.H., "The role of lag in a quasi-linear Analysis of surface Runoff System", Floods and Droughts, proceeding of the second International Symposium in Hydrology, Fort Collins, Colorado, USA, 1973.
- DMAE (Departamento Municipal de Agua e Esgoto) "Chuvas Intensas de Porto Alegre", 1972.

- EAGLESON, P.S., "Optimum Density of Rainfall Networks", WRR, Vol. 3, Nº 4, 1967 (1).
- EAGLESON y OTROS, "Some Criteria for the Measurement of Rain fall and Runoff", WRR, vol. 3, Nº 4 1967 (2).
- EAGLESON, P.S., "Modeling Surface Runoff in Urban Hydrology", Cap. 4 appendix A, UWRR, ASCE, 1968.
- EAGLESON, P.S., "Deterministic linear Hydrology Systems", International Symposium for Hydrology Professors, University of Illinois, August 1969.
- HOLTON and OVERTON, "Storage-Flow hysteresis in hydrograph synthesis", J.Hydrology 2 (1964), Amsterdam.
- KRAINJENHOFF VAN DE LEUR, "A study of non-steady groundwater with special reference to a reservoir coefficient" De Ingenieur, Vol.70, Nº 19, 1958.
- KRAINJENHOFF VAN DE LEUR "A Study of non-steady groundwater flow II Computation methods for flow to drains", De Ingenieur, Vol. 74, Nº 46, 1962.
- KRAINJENHOFF VAN DE LEUR "Runoff Models with linear elements", in Recent trends in hydrograph synthesis, the Hague, 1966.
- KINOSITA and SONDA "Change of runoff due to urbanization", publication Nº 85, IASH, Leningrado, 1967.
- KELMAN JERSON, "Simulação Hidrológica de Bacias Urbanas", Tesis M.Sc., COPPE, UFRJ, maio 1973.
- LINSLEY Y OTROS, "Hidrologia para Ingenieros", McGraw-Hill, 1968.

- McPHEARSON, M.B., "Some notes on the Rational Method of Storm Drain Design", ASCE, UWRRP, Technical Memorandum No 6, January 1969.
- McPHEARSON, M.B., "Hydrologic Effects of urbanization in the United States", ASCE, UWRRP, Technical Memorandum No 17 June, 1972 (1).
- McPHEARSON, M.B., "Urban Runoff" ASCE, UWRRP, Technical Memorandum No 18 August, 1972 (2).
- NASH, J.E., "A note on a investigation into two aspects of the relation between rainfall and storm runoff", Extract of publication No 51 of the IASH, Commission of Surface waters, 1957.
- NASH, J.E., "Systematic Determination of Unit Hydrograph Parameters, JGR, Vol. 64, No 1, January 1959.
- NASH, J.E., "A unit hydrograph study, with particular reference to British Catchments", Published by the institution of Civil Engineers, London, 1960.
- OVERTON, "Route or Convolute?", WRR, Vol. 6, No 1 february, 1970.
- O'DONNELL, "Methods of computation in hydrograph analysis and synthesis", in Recent Trends in Hydrograph synthesis. The Hague, 1966.
- RAO, R.A. y otros "Conceptual Hydrologic Models for Urbanizing Basins", JFD, ASCE, Vol. 98, No HY7, 1972.

- SARMA, P.B.S. y otros "Comparison of Rainfall-Runoff Models for Urban Areas", Journal of Hydrology, 18, 1973.
- SCHAAKE Jr., J.C., "Deterministic urban Runoff Model", Cap. VIC, in Treatise on Urban Water Systems, Colorado State University, July 1971.
- SMITH, R.L. "General Observations Relating to analytical Needs in Urban Hydrology", appendix A, cap. 1, UWRR, ASCE, 1968.
- WILLEKE, E., "Time in Urban Hydrology", JHD, ASCE, Vol. 92, Nº HY1, January 1966.
- BEARD, L. R. "OPTIMIZATION TECHNIQUES FOR HYDROLOGIC ENGINEERING", Technical Paper Nº 2, The hydrologic Engineering Center, 1966
- REMENIERAS C. "Tratado de Hidrología Aplicada", Editores técnicos asociados, S. A. Barcelona, 1971

A N E X A R E N L A B I B L I O G R A F I A

- JAMES, L.D. "Using a Digital Computer To Estimate the effects of Urban Development on Flood Peaks", WRR, Vol. 1, No 2, 1965
- DOOGE, J.C. I. "A General Theory of the Unit Hydrograph", JGR, Vol. 64, No. 2, 1959
- SUGAWARA, M. "On the Analysis of Runoff Structure about Several Japanese Rivers", JJG, Vol. 2, No. 4, 1961
- CLARK, C.O. "storage and the Unit Hydrograph", . ASCE Transactions, paper No. 2261, 1945
- HILDEBRAND, F.B. "Metodos de Calculo para Ingenieros", segunda edición, Aguilar, 1965

T A B L A S

T A B L A 1

trol)

CUENCA DEL ARROYO BELA VISTA (hasta la sección de con

T A B L A 2

CUENCA DEL ARROYO AGRONOMIA

USO DE LA TIERRA	FRACCION del AREA	FRACCION IMPERMEA- BLE	PRODUCTO	USO DE LA TIERRA	FRACCION del AREA	OBSERVACION
RESIDENCIAL	0.62	0.25	0.16	ARBOREA	0.25	Predomonancia de Ar- borea nativa sobre ar- tificial
CALLES ASFALTADAS Y/O CONCRETADAS	0.11	1.00	0.11	ARBUSTIVA	0.42	
CALLES EMPEDRADAS (pa- ralelepípedos de basal- to, granito o piedra de agua)	0.09	0.8	0.07	HERBACEA Y/O RAS- TRERA	0.15	
CALLES DE TIERRA	0.02	0.5	0.01	CULTIVO	0.14	
AREAS REVESTIDAS POR VE- GETACION RASTRERA Y/O HERBACEA	0.12			URBANO	0.02	
AREAS REVESTIDAS POR SUELO DESNUDO SUELTO	0.06	$\Sigma = 1.02$		OTROS	0.02	$\Sigma = 1.20$

T A B L A 3

CUENCA DEL ARROYO BELA VISTA - OPTIMIZACION

MODELO DE N A S P (lluvia)	N = 1			N = 2			N = 3			N = 4			OBSERVACIONES
	k	F	k.F	k	F	k.F	k	F	k.F	k	F	k.F	
15/03/74	0.42	11.34	4.76	0.20	17.28	3.46	0.12	20.11	2.41	1.60	95.98	153.6	
27/03/74	0.38	10.01	3.80	0.18	14.46	2.60	0.12	16.49	1.99	1.60	103.6	165.7	
25/03/74	0.72	6.41	4.62	0.28	17.66	4.94	0.16	24.3	3.89	0.12	28.63	3.44	
21/05/74	0.8	2.35	1.88	0.34	14.15	4.81	0.20	22.9	4.6	0.13	29.3	3.8	
08/06/74	0.52	4.88	2.54	0.23	12.24	2.82	0.15	17.1	2.56	0.11	20.0	2.2	
S U M A	2.84	35.0	17.6	1.23	75.8	18.6	0.75	100.9	15.44	3.56	277.5	328.7	F = valor de la función objetiva (%)
M E D I A	0.57			0.25			0.15			0.7			k = coeficiente de alma- cenamiento (T) (x15')
M. PONDERADA	0.5			0.25			0.15			1.18			

T A B L A 4

CUENCA DEL ARROYO PULA VISTA - OPTIMIZACION

MODELO- de KRAINJENHOFF (lluvia)	N = 2			N = 3			N = 4			N = 5			OBSERVACIONES
	j	F	j.F	j	F	j.F	j	F	j.F	j	F	j.F	
15/03/74	0.95	8.66	8.23	1.17	8.80	10.30	1.17	8.65	10.12	1.17	8.87	10.38	
27/03/74	0.85	7.99	6.79	0.95	7.87	7.48	0.95	7.84	7.45	1.05	8.06	8.46	
25/03/74	1.78	4.72	8.40	1.98	3.93	7.78	1.98	4.04	8.00	2.20	3.58	7.88	
21/05/74	2.20	6.72	14.78	2.30	7.19	16.54	2.30	8.07	18.56	2.30	8.81	20.26	
08/06/74	1.30	7.64	9.93	1.44	6.61	9.52	1.44	6.15	8.86	1.60	6.07	9.71	
S U M A	7.08	35.7	18.1	7.84	34.4	51.62	7.84	34.75	52.99	8.32	35.39	56.69	F = valor de la Función Objetiva. (%)
M E D I A	1.42			1.57			1.59			1.66			j = coeficiente de al- macenamiento (T)
M. PONDERADA	1.35			1.50			1.52			1.60			(x15')

T A B L A 5

CUENCA DEL ARROYO ACROMONIA - OPTIMIZACION

MODELO de NASH (lluvia)	N = 1			N = 2			N = 3			N = 4			OPORTUNIDADES
	k	F	k.F	k	F	k.F	k	F	k.F	k	F	k.F	
15/03/74	2.60	8.77	22.80	1.20	12.12	14.58	0.78	19.04	14.85	0.57	24.11	13.74	
27/03/74	2.75	8.26	18.59	0.87	8.44	7.34	0.57	14.37	8.19	0.42	19.00	7.98	
06/06/74	2.60	9.17	21.24	1.09	14.58	15.75	0.71	21.39	15.16	0.51	26.13	13.33	
07/07/74	2.25	7.62	17.15	0.97	10.65	10.32	0.57	16.89	9.63	0.46	21.54	9.91	
04/02/74	2.25	7.59	17.08	0.97	7.3	7.12	0.64	13.00	8.31	0.48	17.29	7.95	
S. U. M. A.	11.95	40.41	96.85	5.09	53.17	55.17	3.27	86.65	56.15	2.42	108.06	52.01	F = valor de la Función Objetiva. (%) k = coeficiente de almacenamiento (T) (x30')
M. F. D. T. A.	2.39			1.02			0.65			0.48			
M. PONDERADA	2.40			1.02			0.66			0.49			

T A B L A 6

CUENCA DEL ARROYO AGRONOMIA - OPTIMIZACION

MODELO DE KRAINJENHOFF (lluvia)	N = 2			N = 3			N = 4			N = 5			OBSERVACIONES
	j	F	j.F										
15/03/74	8.6	11.4	98.2	10.0	13.0	130.1	10.8	13.9	150.1	11.0	14.5	159.1	
27/03/74	6.0	12.5	75.2	6.6	13.7	90.4	7.0	14.4	100.6	7.2	14.8	106.5	
06/06/74	7.2	10.5	75.7	8.4	11.9	99.8	9.0	12.7	113.9	9.4	13.2	123.6	
07/07/74	6.4	11.5	73.6	7.2	12.8	92.1	7.6	13.5	102.7	8.0	13.9	111.8	
04/08/74	6.0	11.7	70.1	6.6	12.7	83.6	6.8	13.2	89.9	7.2	13.6	97.7	
S U M A	34.2	57.6	392.9	38.8	64.0	495.9	41.2	67.6	557.2	42.8	69.9	598.6	F = Valor de la Función Objetiva (%)
M E D I A	6.8			7.8			8.2			8.6			j = coeficiente de alma- cenamiento (T) (x30')
M. PONDERADA	6.8			7.8			8.2			8.6			

T A B L A 7

CUENCA DEL ARROYO BELA VISTA - RESULTADOS FINALES .

LLOVIA	MODELO DE NASH									MODELO DE KRAIJENHOFF	
	N = 1		N = 1		N = 2		Parámetros de Nash			N = 3	
	k_{op}	F	k_N	F	k_N	F	k_N	N	F	j	F %
15/03/74	0.5	13.8	2.68	61.66	2.68	93.15	2.68	0.60	49.47	1.5	15.0
27/03/74	0.5	18.7	2.49	77.87	2.49	100.49	2.49	0.59	54.28	1.5	21.8
25/03/74	0.5	16.1	2.52	44.25	2.52	66.81	2.52	0.84	36.66	1.5	10.9
21/05/74	0.5	22.6	1.97	30.42	1.97	57.88	1.97	1.04	32.38	1.5	18.5
08/06/74	0.5	5.3	1.77	46.96	1.77	77.53	1.77	1.03	48.53	1.5	7.0
S U M A	8.5	76.3	11.4	271.2	11.4	392.9	11.4	4.1	221.3	7.5	73.2
MEDIA	0.5	15.3	2.3	54.24	2.3	78.6	2.3	0.8	44.3	1.5	14.6

T A B L A 8

CUENCA DEL ARROYO AGRONOMIA - RESULTADOS FINALES

LLUVIA	M O D E L O D E N A S H									M O D E L O D E K R A I N J E N H O F F	
	N = 1		N = 1		N = 2		Parámetros de Nash			N = 2	
	k_{op}	F	k_N	F	k_N	F	k_N	N	F	j	F
15/03/74	2.4	9.94	2.69	8.38	2.69	23.3	2.69	1.36	11.13	6.8	12.51
27/03/74	2.4	8.57	2.71	9.72	2.71	26.54	2.71	1.22	13.46	6.8	12.81
06/06/74	2.4	8.36	3.34	10.19	3.34	29.0	3.34	1.00	10.14	6.8	10.59
07/07/74	2.4	7.71	2.68	8.49	2.68	26.11	2.68	1.18	11.39	6.8	11.58
14/08/74	2.4	7.75	2.68	8.59	2.68	24.92	2.68	1.34	14.29	6.8	11.94
S U M A	12.0	42.33	14.1	45.37	14.1	130.2	14.1	6.1	60.41	34.0	59.43
MEDIA	2.4	8.47	2.82	9.07	2.82	26.0	2.82	1.22	12.08	6.8	11.89

FIGURAS

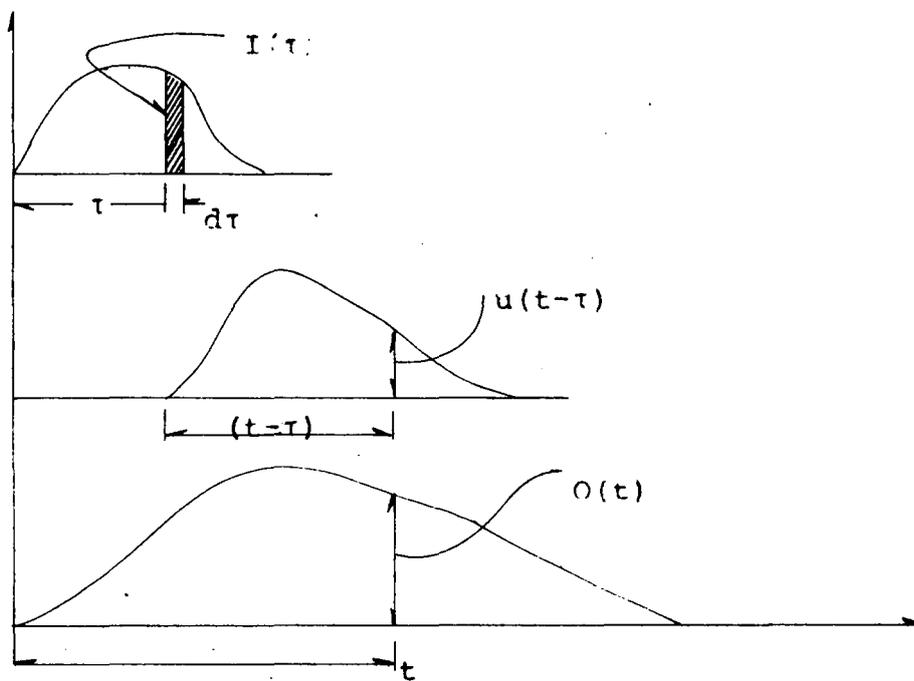


Fig. (1) La Operación de la convolución

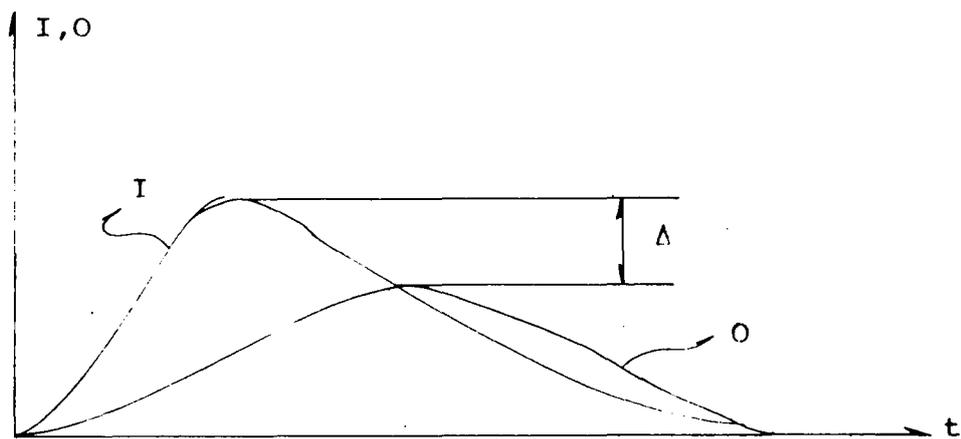


Fig. (2) Influjo y Deflujo en un Reservorio Lineal

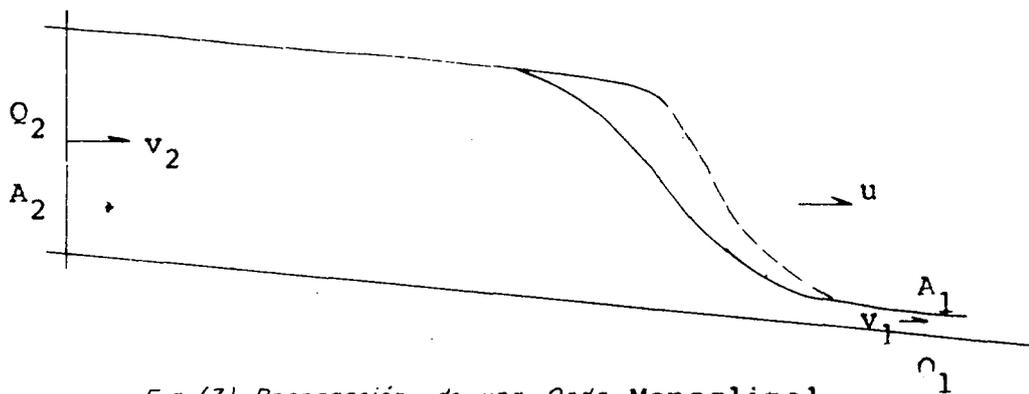


Fig. (3) Propagación de una Onda Monoclonal

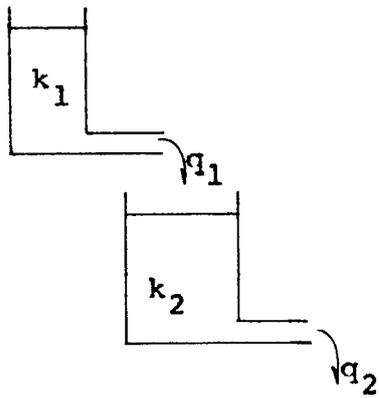


Fig. (4) Dos reservorios lineales en serie

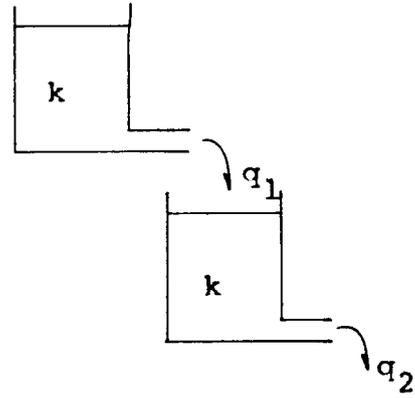


Fig. (5) Dos reservorios lineales e iguales en serie

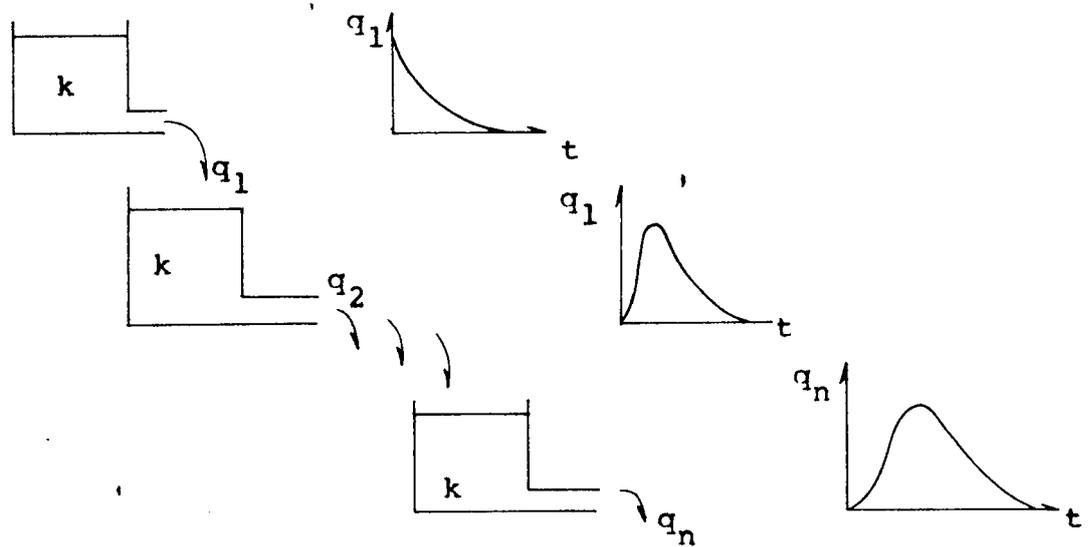


Fig. (6) Cascada de (n) reservorios lineales

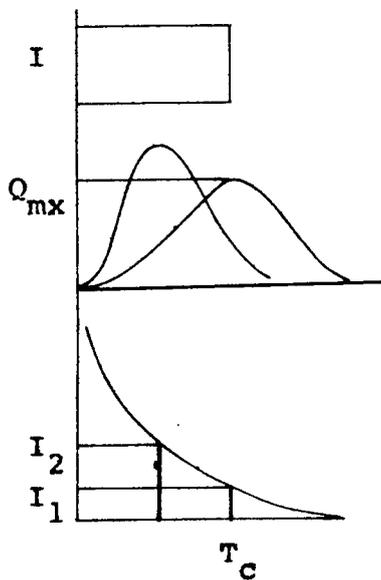


Fig. (7) El metodo racional

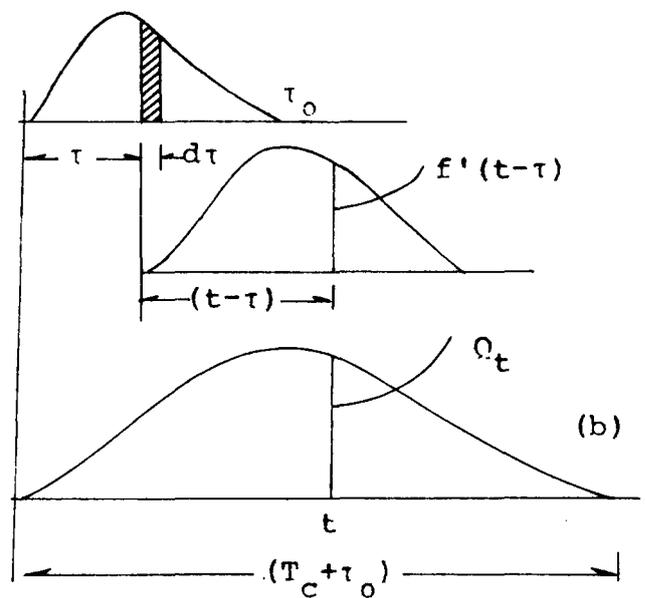
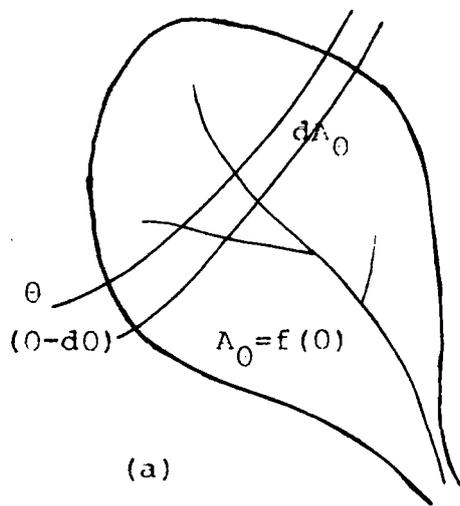


Fig.(8) El metodo racional modificado

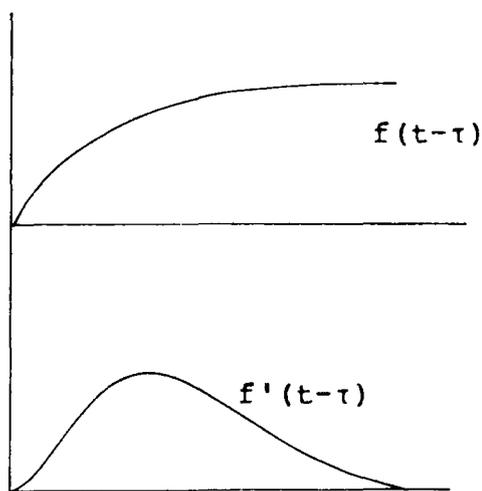


Fig.(9) Derivación del IUH o diagrama Tiempo-Area

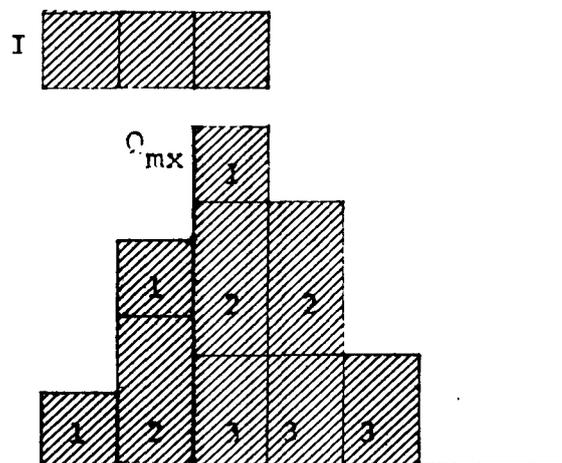


Fig.(10) Translación aproximada

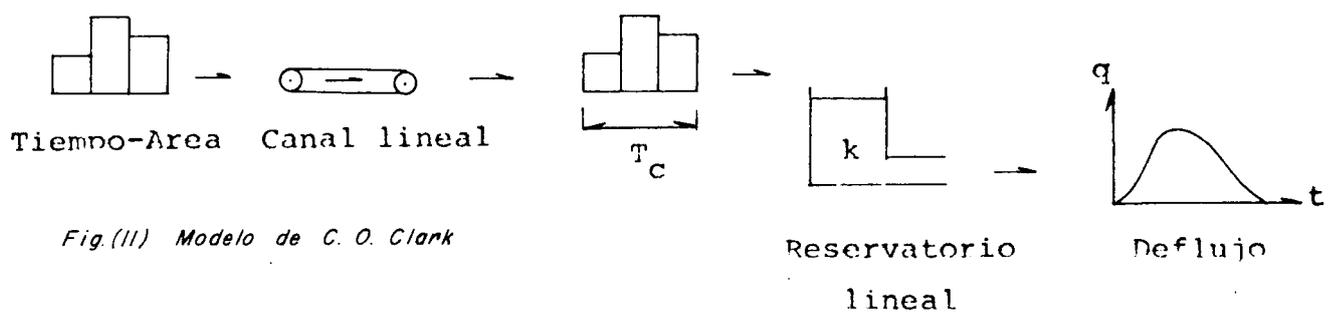


Fig.(11) Modelo de C. O. Clark

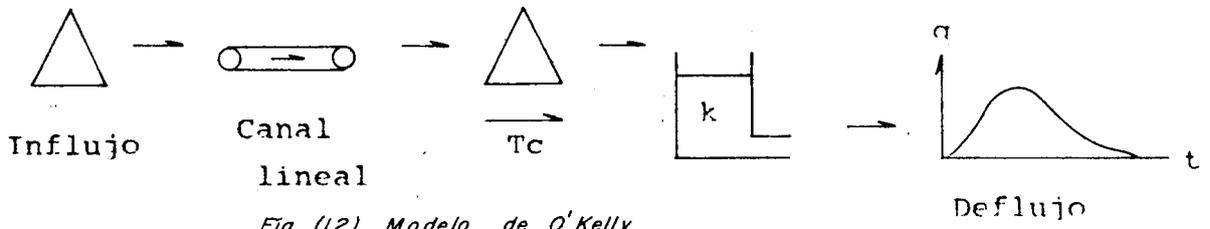


Fig. (12) Modelo de O'Kelly

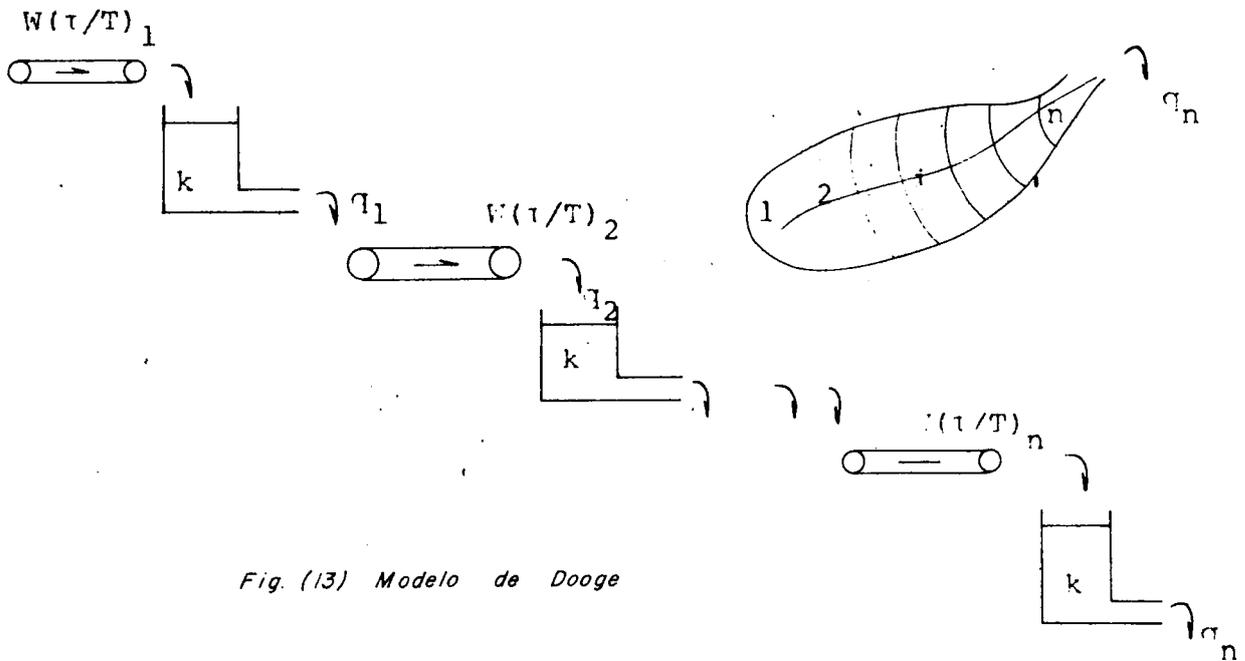


Fig. (13) Modelo de Dooge

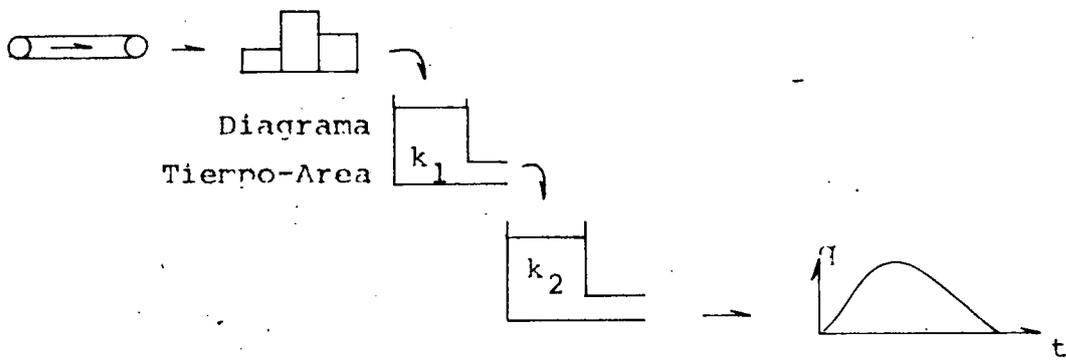


Fig. (14) Modelo de Singh

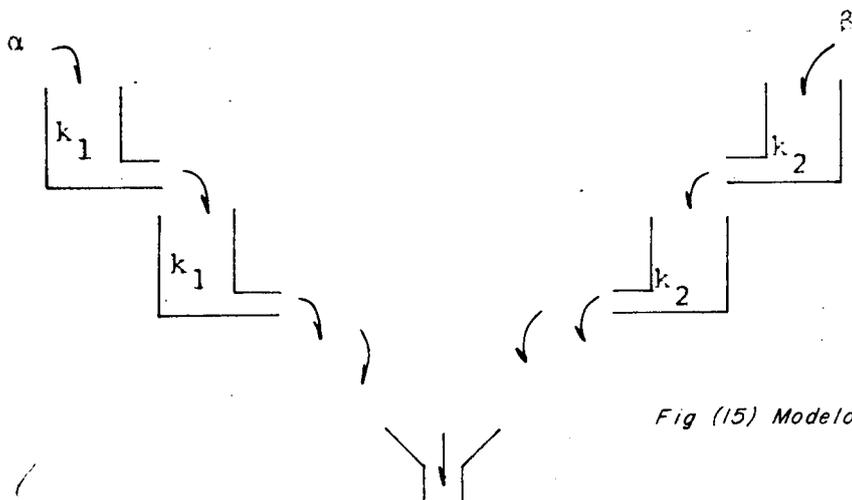


Fig (15) Modelo de Diskin

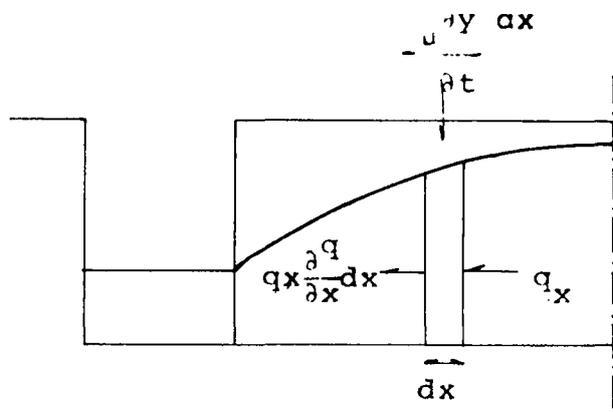


Fig. (16) Modelo de Difusión

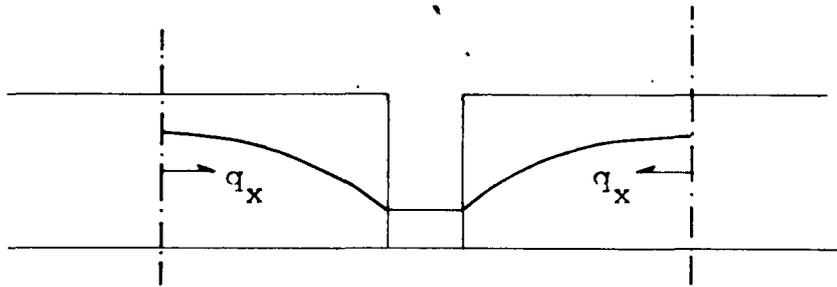


Fig. (17) Dupla contribución lateral

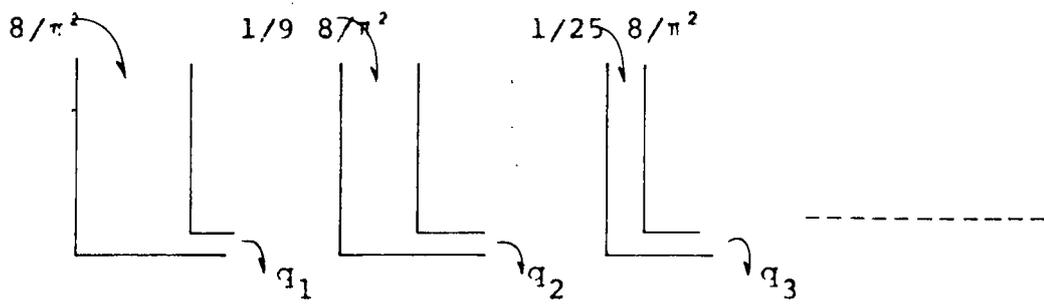
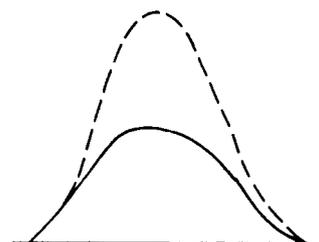
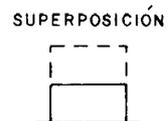
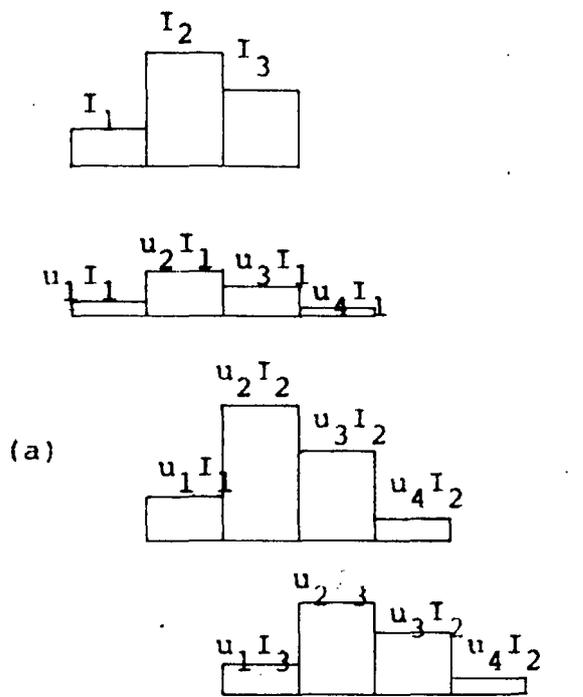


Fig. (18) Modelo de Krainjenhoff



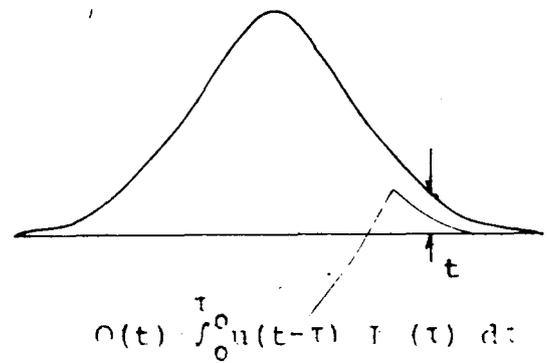
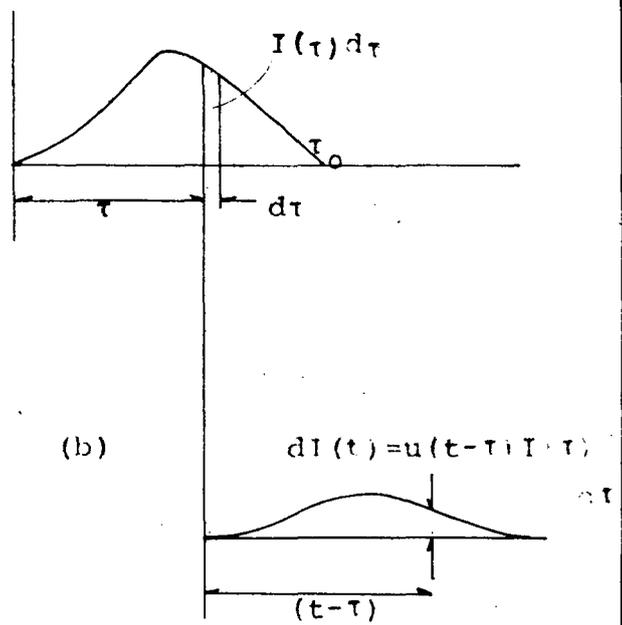
(b)

Fig. (19) Sistema lineal estacionario

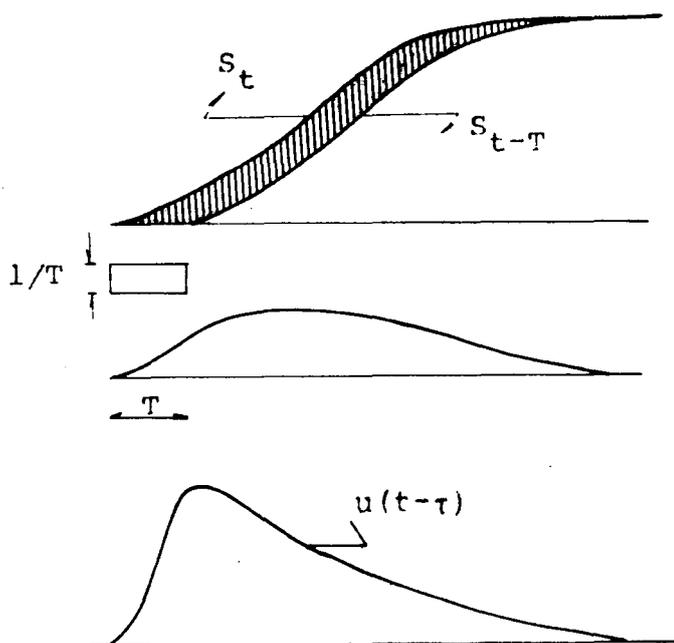


$$Q_n = \int_1^n I_i u_{n-(i-1)}$$

Fig. (20) Convolución del IUH



$$Q(t) = \int_0^t u(t-\tau) I(\tau) d\tau$$



$$u(T, t) = \frac{1}{T} \{ S_t - S_{t-T} \}$$

$$u(T, t)$$

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(d) d\sigma$$

Fig. (21) Determinación del TUH

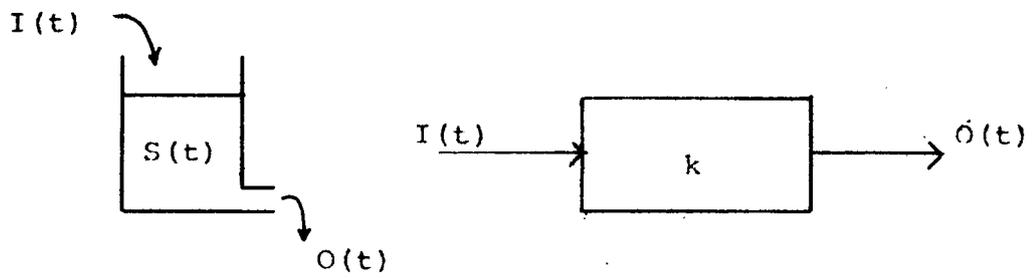


Fig.(22) Unidad lineal hidráulica y su respectiva representación en la Ingeniería de Sistemas

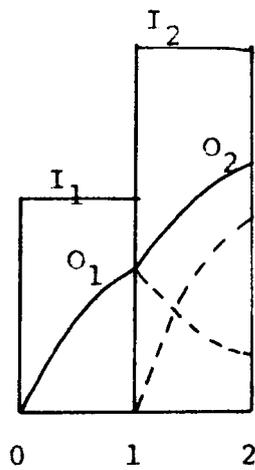


Fig.(23) Propagación de la lluvia efectiva a través de un reservatório lineal simple.

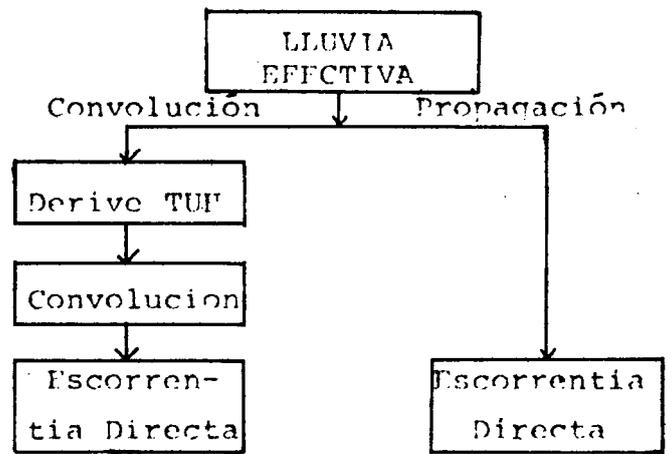


Fig.(24) Comparación de etapas en las operaciones de Convolution y Propagación.

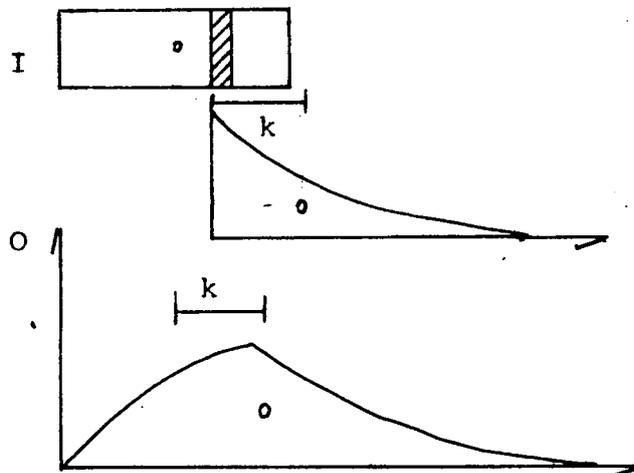


Fig. (25) El retardo "lag time" entre el Influyo y Deflujo de un Sistema completamente Lineal.

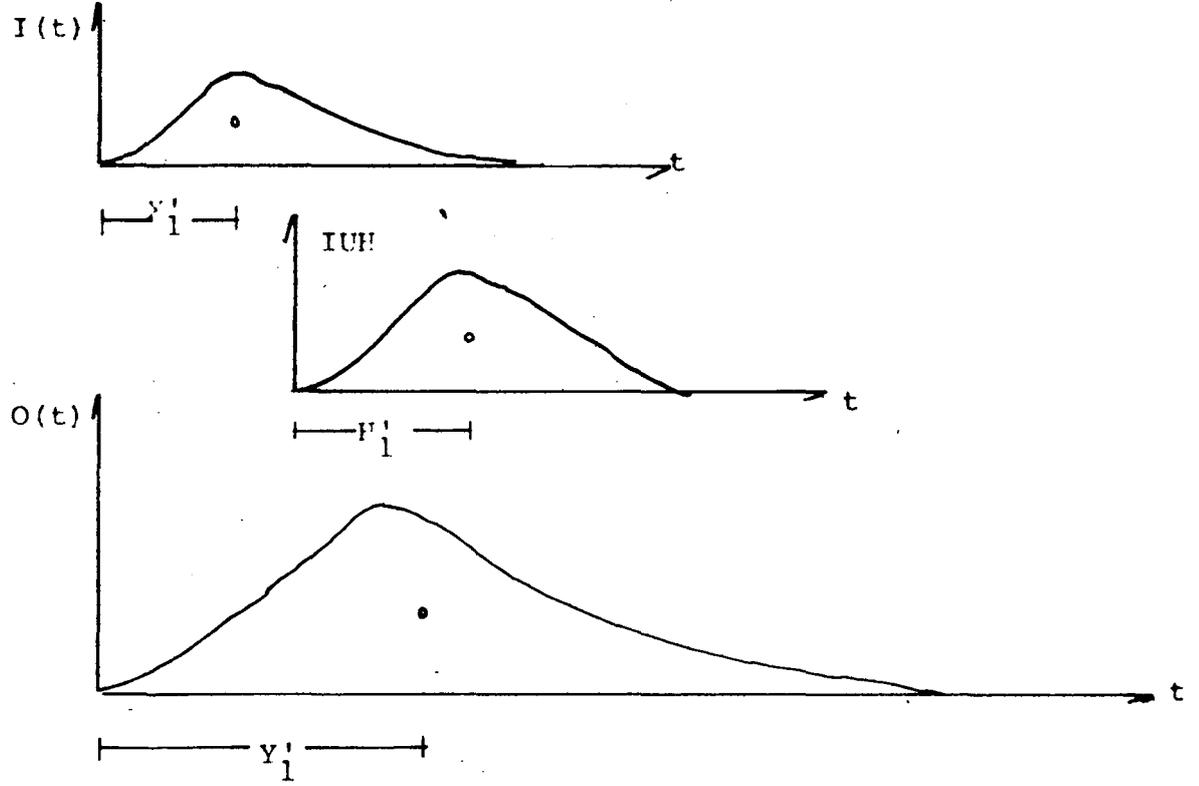


Fig.(26) Momentos de área en un Sistema Lineal.

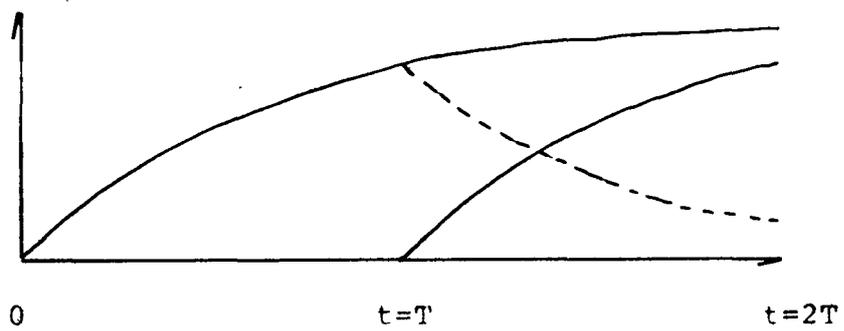
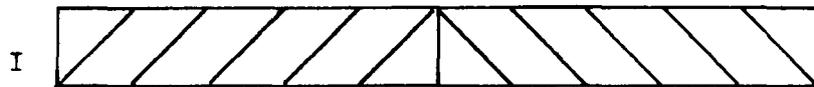


Fig.(27) Diferencia de dos curvas S.

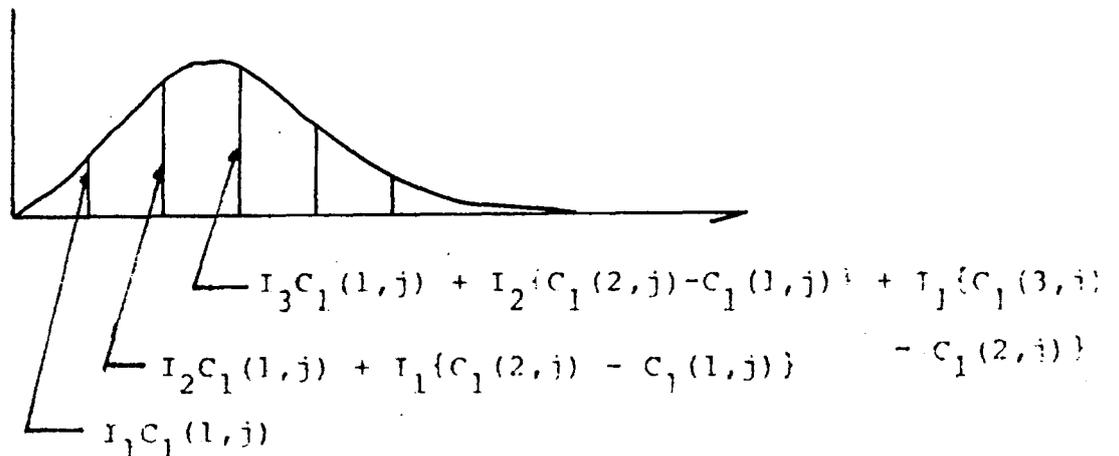
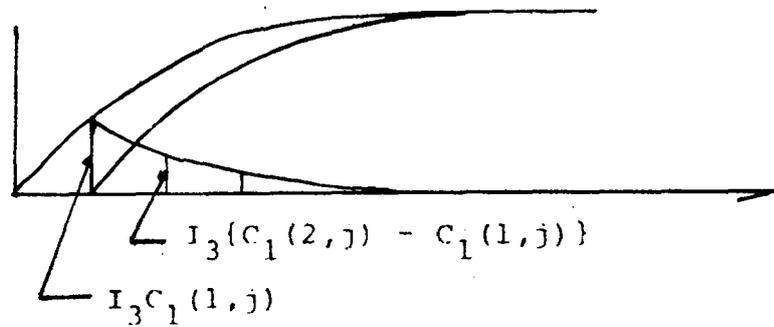
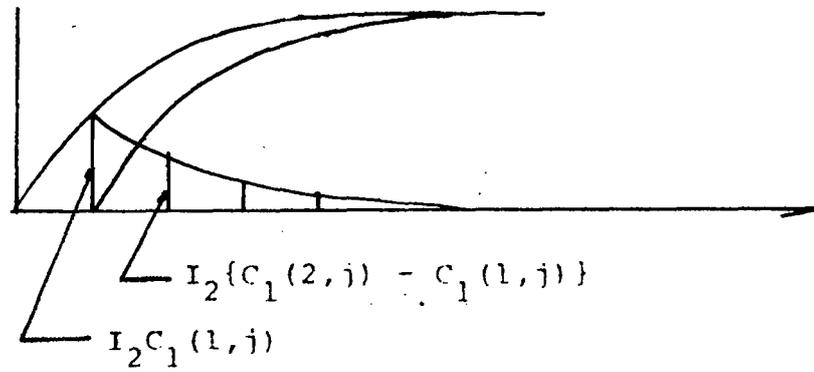
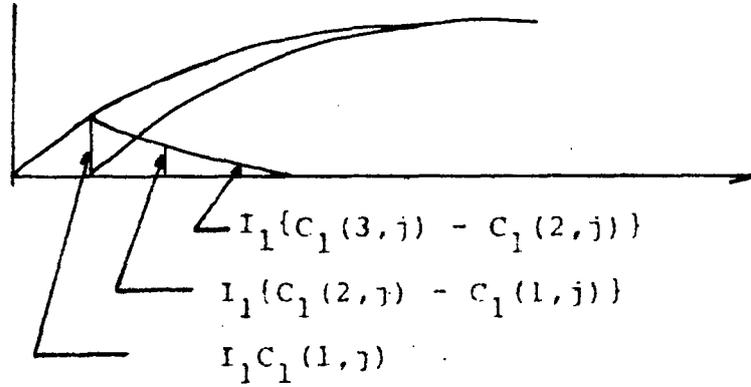
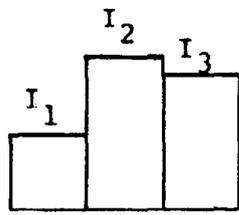


FIG. (28) Superposición y propagación en el Modelo de Krainienhoff

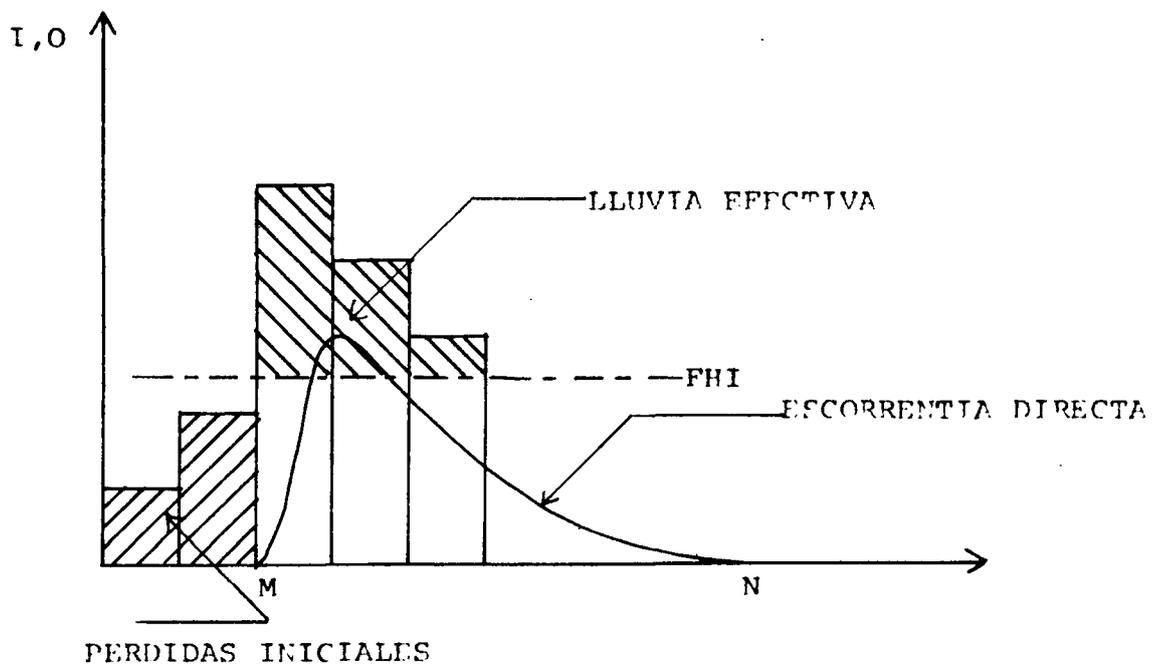


Fig. (29) SEPRACION DE LLUVIA Y ESCORRENTIA DIRECTA.

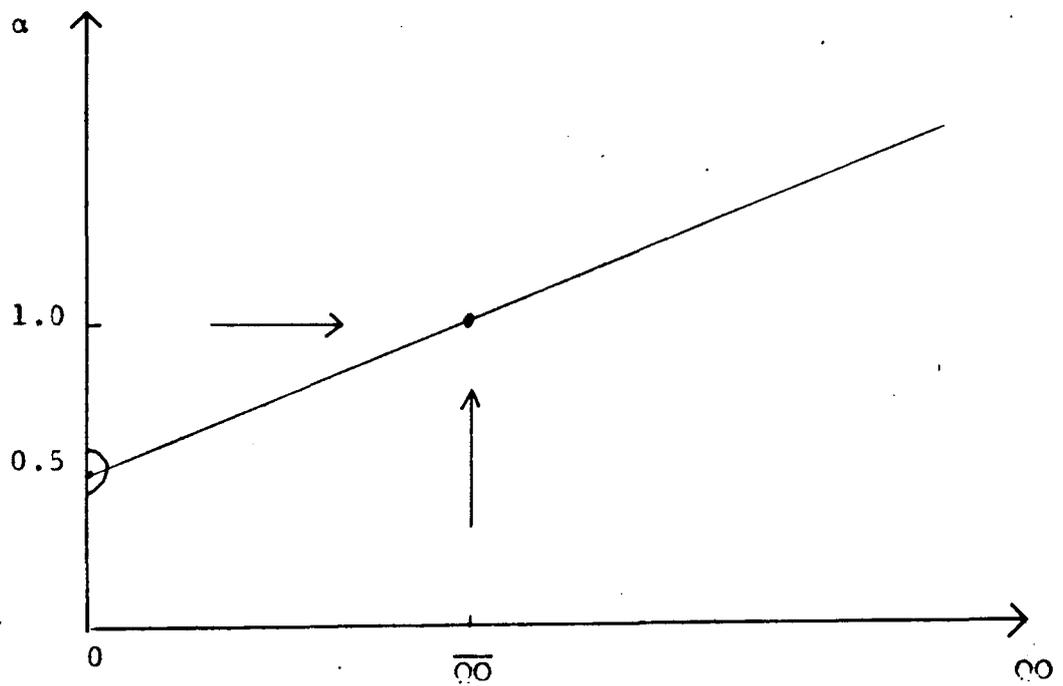


FIG. (30) VARIACION DE α EN FUNCION DE ∞ .

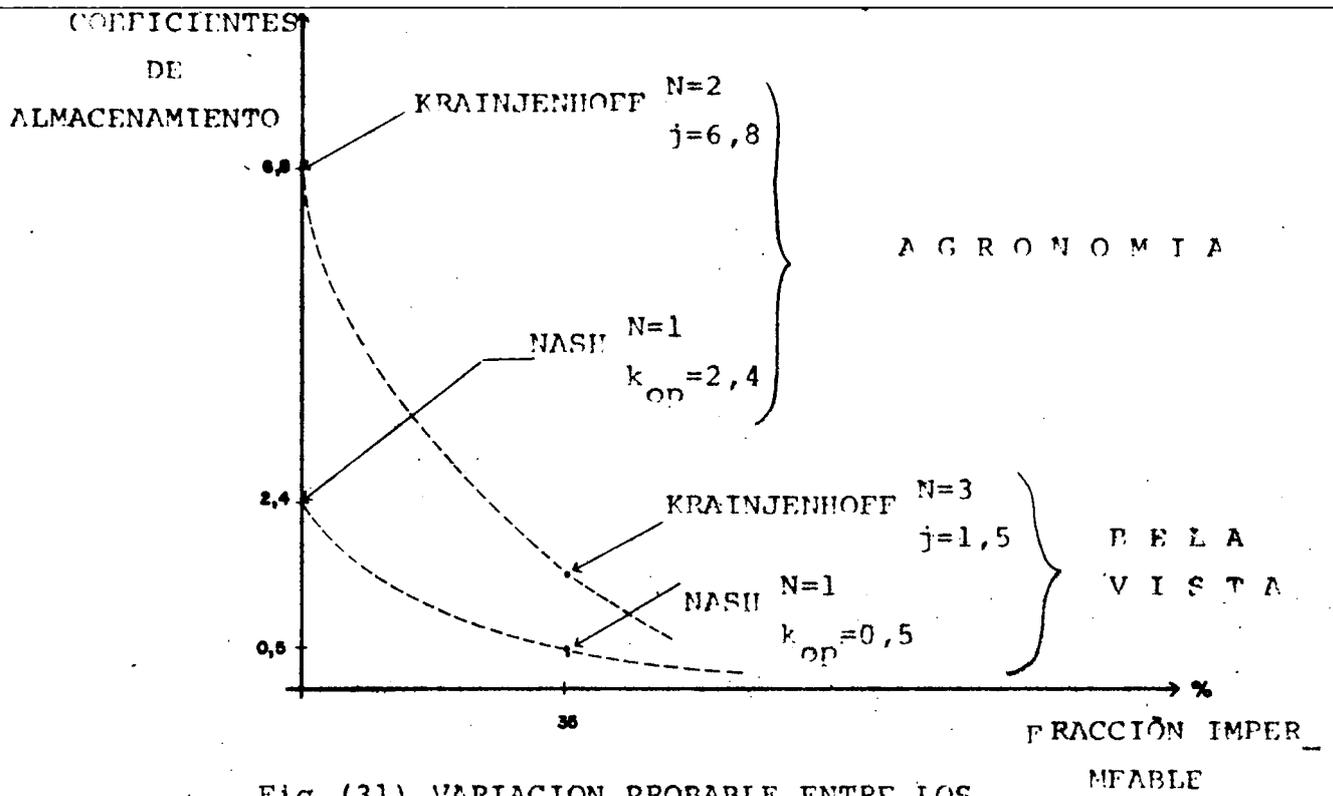


Fig. (31) VARIACION PROBABLE ENTRE LOS COEFICIENTES DE ALMACENAMIENTO Y LAS FRACCIONES IMPERMEABLES

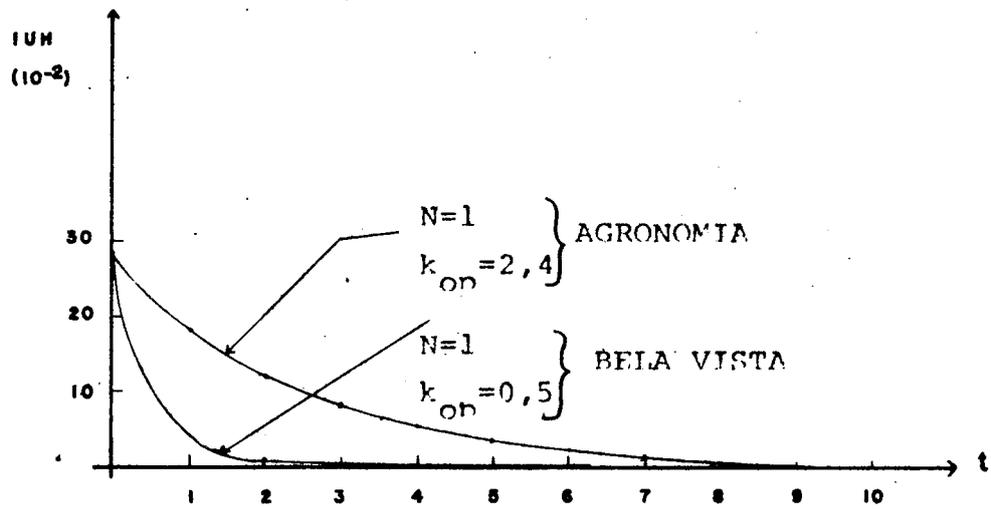


Fig. (32) ORDENADAS DEL IUH SEGUN EL MODELO DE NASH

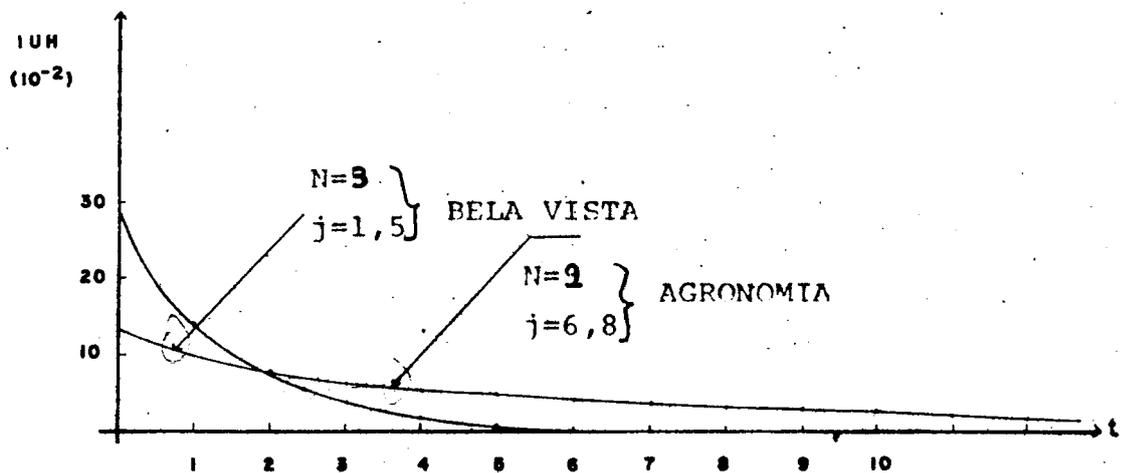
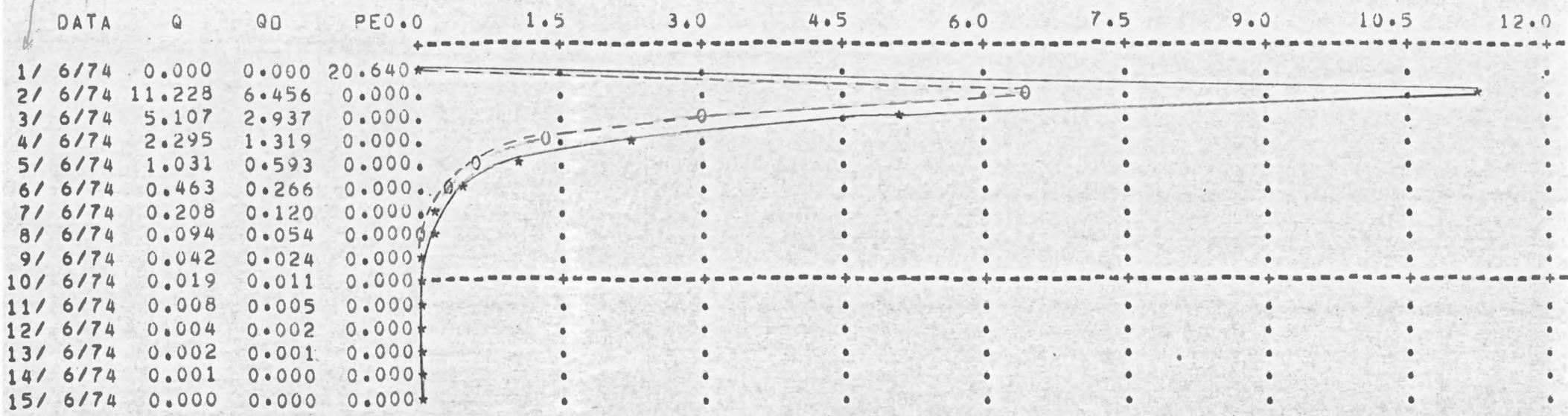


Fig. (33) ORDENADAS DEL IUH SEGUN EL MODELO DE KRAINJENHOFF

Intervalos de 15 min



CUENCA DEL ARROYO BELA VISTA MODELO DE NASH

HIROGRAMA DE UNA LLUVIA DE 1/4 DE HORA Y T= 5.0AÑOS DE RECURRENCIA

CONDICIONES ACTUALES C=0.46 K=0.5 N=1.0

CONDICIONES ESTIMADAS C=0.8 K=0.5 N=1.0

FIGURA -34-

ORDENADAS DEL I.U.H.

0.271 0.037 0.005 0.001 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000

ORDENADAS DEL H.U.

0.000 0.544 0.247 0.111 0.050 0.022 0.010 0.005 0.002 0.001 0.000 0.000 0.000 0.000

DATA	Q	Q0	PE0.0	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0
1/ 6/74	0.000	0.000	22.000
2/ 6/74	11.968	6.882	0.000
3/ 6/74	5.444	3.130	0.000
4/ 6/74	2.446	1.406	0.000
5/ 6/74	1.099	0.632	0.000
6/ 6/74	0.494	0.284	0.000
7/ 6/74	0.222	0.128	0.000
8/ 6/74	0.100	0.057	0.000
9/ 6/74	0.045	0.026	0.000
10/ 6/74	0.020	0.012	0.000
11/ 6/74	0.009	0.005	0.000
12/ 6/74	0.004	0.002	0.000
13/ 6/74	0.002	0.001	0.000
14/ 6/74	0.001	0.000	0.000
15/ 6/74	0.000	0.000	0.000

CUENCA DEL ARROYO BELA VISTA MODELO DE NASH

HIDROGRAMA DE UNA LLUVIA DE 1/4 DE HORA Y T=10.0AÑOS DE RECURRENCIA

CONDICIONES ACTUALES C=0.46 K=0.5 N=1.0

CONDICIONES ESTIMADAS C=0.8 K=0.5 N=1.0

FIGURA -35-

ORDENADAS DEL I.U.H.

0.271 0.037 0.005 0.001 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000

ORDENADAS DEL H.U.

0.000 0.544 0.247 0.111 0.050 0.022 0.010 0.005 0.002 0.001 0.000 0.000 0.000

DIAGRAMAS DE FLUJO

Y PROGRAMAS

LLUVIA DE 040874 AGRONOMIA INICIO 2:30

ENTRADAS Y SALIDAS TÍPICAS

ALTURA OBSERVADA M

0.000	0.045	0.090	0.120	0.180	0.285	0.330	0.315	0.270	0.255	0.240	0.180	0.150	0.1
0.045	0.030	0.015	0.000										

DESCARGAS OBSERVADAS MM/H

0.000	0.027	0.058	0.081	0.133	0.245	0.300	0.281	0.227	0.210	0.194	0.133	0.106	0.0
0.027	0.017	0.008	0.000										

VOLUMEN ESCURRIDO MM

2.1692

LLUVIA PRECIPITADA MM/H

0.800	0.800	0.700	2.400	2.500	1.600	0.500	0.500	0.600					
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--	--	--	--	--

VOLUMEN PRECIPITADO

10.400

DIFERENCIA DE VOLUMENES MM

8.2308

RUNOFF SURFACE

0.209

INDICE FHI MM/H

0.9145

VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO

2.7564

CONTINUA -1-

DIFERENCIA DE VOLUMENES MM

RUNOFF SURFACE

1.5872

INDICE FHI MM/H

0.5291

VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO

2.1692

INTENSIDADE DE LLUVIA EFETIVA MM/H

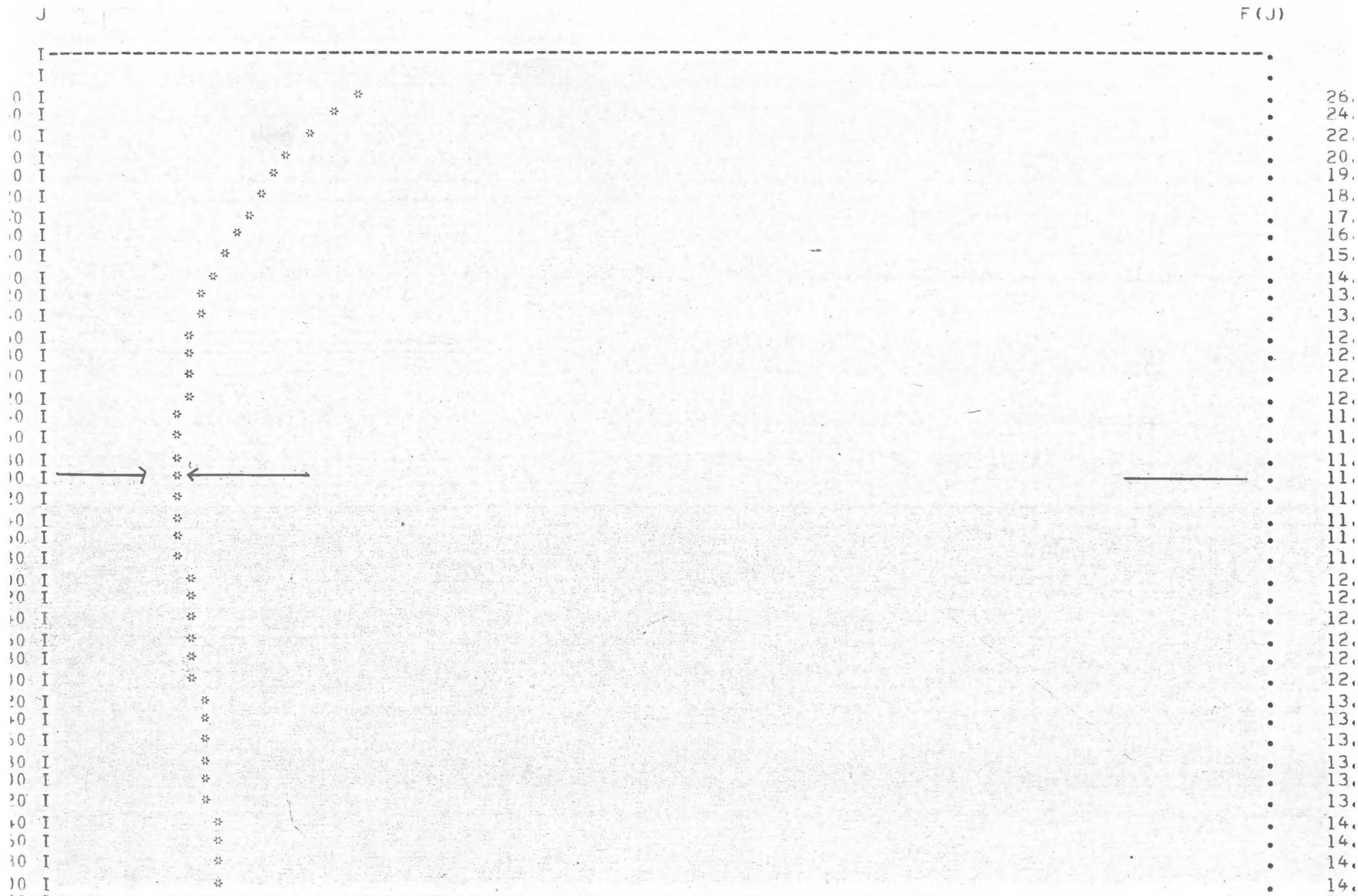
0.000 0.000 0.000 0.956 1.056 0.156 0.000 0.000_ 0.000

DATA	Q	Q0	PE0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
1/ 6/74	0.000	0.000	0.000*
2/ 6/74	0.000	0.027	0.000*0
3/ 6/74	0.000	0.053	0.000*0
4/ 6/74	0.000	0.081	0.956* 0
5/ 6/74	0.186	0.133	1.056. 0*
6/ 6/74	0.321	0.245	0.156. 0*
7/ 6/74	0.247	0.300	0.000. *0
8/ 6/74	0.190	0.281	0.000. * 0
9/ 6/74	0.156	0.227	0.000. * 0
10/ 6/74	0.131	0.210	0.000*
11/ 6/74	0.111	0.194	0.000. * 0
12/ 6/74	0.094	0.133	0.000. *0
13/ 6/74	0.079	0.106	0.000. *
14/ 6/74	0.067	0.069	0.000.*
15/ 6/74	0.057	0.058	0.000.*
16/ 6/74	0.048	0.027	0.000.*
17/ 6/74	0.041	0.017	0.0000*
18/ 6/74	0.035	0.008	0.0000*
19/ 6/74	0.029	0.000	0.0000*

PRIMER MOMENTO EN RELACION AL MAXIMO	1.737	3.283												
DISTANCIA ENTRE EL CG Y EL ORIGEN (TG)	7.737	8.283												
DISTANCIA ENTRE EL CG Y EL MAXIMO (TC)	1.737	3.283												
DESVIACION TIPICA (SD)	3.170	3.660												
PARAMETRO ADIMENSIONAL (SD/TC)	1.824	1.115												
SUMATORIO DIFERENCIAS CUADRATICAS			0.053											
ERROR PERCENTUAL DESCARGAS MAXIMAS			-7.138											
VOLUMEN DE LA ONDA DE CRECIDA	2.169	1.776												
CENTRO DE GRAVEDAD DEL HIETOGRAMA			4.131											
LAG TIME	3.606													
VARIANCIA DEL HIETOGRAMA	0.377													
VARIANCIA DEL HIDROGRAMA	10.048													
PARAMETROS DE NASH	N=1.34	K=2.68												
INTEGRAL SQUARE ERROR			11.69											
ORDENADAS DEL I.U.H.														
	0.144	0.104	0.083	0.070	0.059	0.050	0.042	0.036	0.030	0.026	0.022	0.018	0.015	0.010
	0.009	0.008	0.007	0.006										
ORDENADAS DEL H.U. (1MM, 15MIN)														
	0.000	0.194	0.121	0.093	0.076	0.064	0.054	0.046	0.039	0.033	0.028	0.024	0.020	0.015
	0.012	0.010	0.009	0.007										

CONTINUA -3-

VARIACION DE LA FUNCION OBJETIVA



```

C Q -DESCARGA STIMULADA PROGRAMA (3.5.1)
C Q0-DESCARGA OBSERVADA
C P -INTENSIDAD DE LLUVIA PRECIPITADA MODELO DE KRAINGENHOFF
C PE-INTENSIDAD DE LLUVIA EFECTIVA (con parámetros de ajuste)

```

```

DIMENSION HQ(100),Q0(100),P(100),PE(100),Q(100),VA(100),TEXTO(4)
1,CAR(100)

```

```

X=1.
A=0.
D=4.28 } Curva para Anis Agromasia
B=2.08

```

```

C CURVA CHAVE
C Q0=A+B*HQ+C*HQ*HQ

```

```

100 READ(5,1)L,TEXTO

```

```

1 FORMAT(I3,8A6)
IF(L.FQ.0)GO TO 30
WRITE(6,14)TEXTO
14 FORMAT('1',10X,8A6,///, )
READ(5,5)(HQ(I),I=1,L)
5 FORMAT(16F5.3)
WRITE(6,13)(HQ(I),I=1,L)
13 FORMAT(///,' ALTURA OBSERVADA M',///,(1X,15F8.3,/) )
DO 10 I=1,L
10 Q0(I)=(A+B*HQ(I)+D*HQ(I)*HQ(I))*0.26 ?
WRITE(6,3)(Q0(I),I=1,L)
3 FORMAT(//,' DESCARGAS OBSERVADAS MM/H',///,(1X,15F8.3,/) )

```

```

C CALCULO DEL VOLUMEN ESCURRIDO

```

```

R=0.
DO 20 I=3,L-2
20 R=R+Q0(I-2)+4.*Q0(I-1)+Q0(I)
R=R*X/3.
WRITE(6,4)R
4 FORMAT(//,' VOLUMEN ESCURRIDO MM',///,1X,F15.4)

```

```

C CALCULO DEL VOLUMEN PRECIPITADO

```

```

READ(5,1)N
READ(5,2)(P(I),I=1,N)
2 FORMAT(16F5.1)
WRITE(6,6)(P(I),I=1,N)
6 FORMAT(///,' LLUVIA PRECIPITADA MM/H',///,(1X,15F8.3,/) )
S=0.
DO 30 I=1,N
30 S=S+X*P(I)
WRITE(6,7)S
7 FORMAT(//,' VOLUMEN PRECIPITADO',F15.3)
DELV=S-R
COEF=R/S
WRITE(6,8)DELV,COEF
8 FORMAT(//,' DIFERENCIA DE VOLUMENES MM',10X,' RUNOFF SURFACE',///,1X
3,F15.4,25X,F10.3)
FHI=DELV/(X*N)
WRITE(6,9)FHI
9 FORMAT(//,' INDICE FHI MM/H',F15.4)

```

```

C CALCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA

```

```

S=0.

```

```

J=0
DO 45 I=1,N
PE(I)=P(I)-FHI
IF(P(I).GT.FHI)GO TO 35
PE(I)=0.
GO TO 45
35 J=J+1
45 S=S+X*PE(I)
WRITE(6,12)S
12 FORMAT(//,' VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO',F15.4)
DFLV=S-R
WRITE(6,8)DFLV
FHI=DFLV/(X*J)
WRITE(6,9)FHI
EFFECT=0.
DO 55 I=1,N
PE(I)=PE(I)-FHI
IF(PE(I).GT.0.)GO TO 55
PE(I)=0.
55 EFFECT=EFFECT+X*PE(I)
WRITE(6,12)EFFECT
WRITE(6,11)(PE(I),I=1,N)
11 FORMAT(//,' INTENSIDADE DE LLUVIA EFETIVA MM/H',//,(1X,15F8.3,/)

```

C
C
C

```

MODFLO DE KRAIJENHOFF VAN DE LEUR

```

```

N=3
NM=45
444 DO 300 J=1,NN
XJ=2.,.2*J
HO(J)=XJ
CALL LEUR(XJ,N,L,VA,CAR)
Q(1)=0.
Q(2)=PE(1)*VA(2)
DO 75 IT=3,L
Q(IT)=0.
DO 75 I=1,IT-1
75 Q(IT)=Q(IT)+VA(I+1)*PE(IT-I)
QMED=0.
DO 140 I=2,L-1
QMED=QMED+QO(I)
140 CONTINUE
DENO=QMED
QMED=DENO/(L-2)
XNUM=0.
DO 150 I=2,L-1
XNUM=XNUM+(QO(I)+QMED)/(2.*QMED)*(QO(I)-Q(I))**2
160 CONTINUE
XNUM=XNUM**0.5
P(J)=XNUM/DENO*100.
300 CONTINUE
J=1
S=P(1)
DO 400 I=2,NN
IF(S.LT.P(I))GO TO 400
S=P(I)
J=I
400 CONTINUE
XJ=HO(J)
CALL LEUR(XJ,N,L,VA,CAR)
Q(1)=0.
PREMAX=30.
YMIN=0.
YMAX=5.

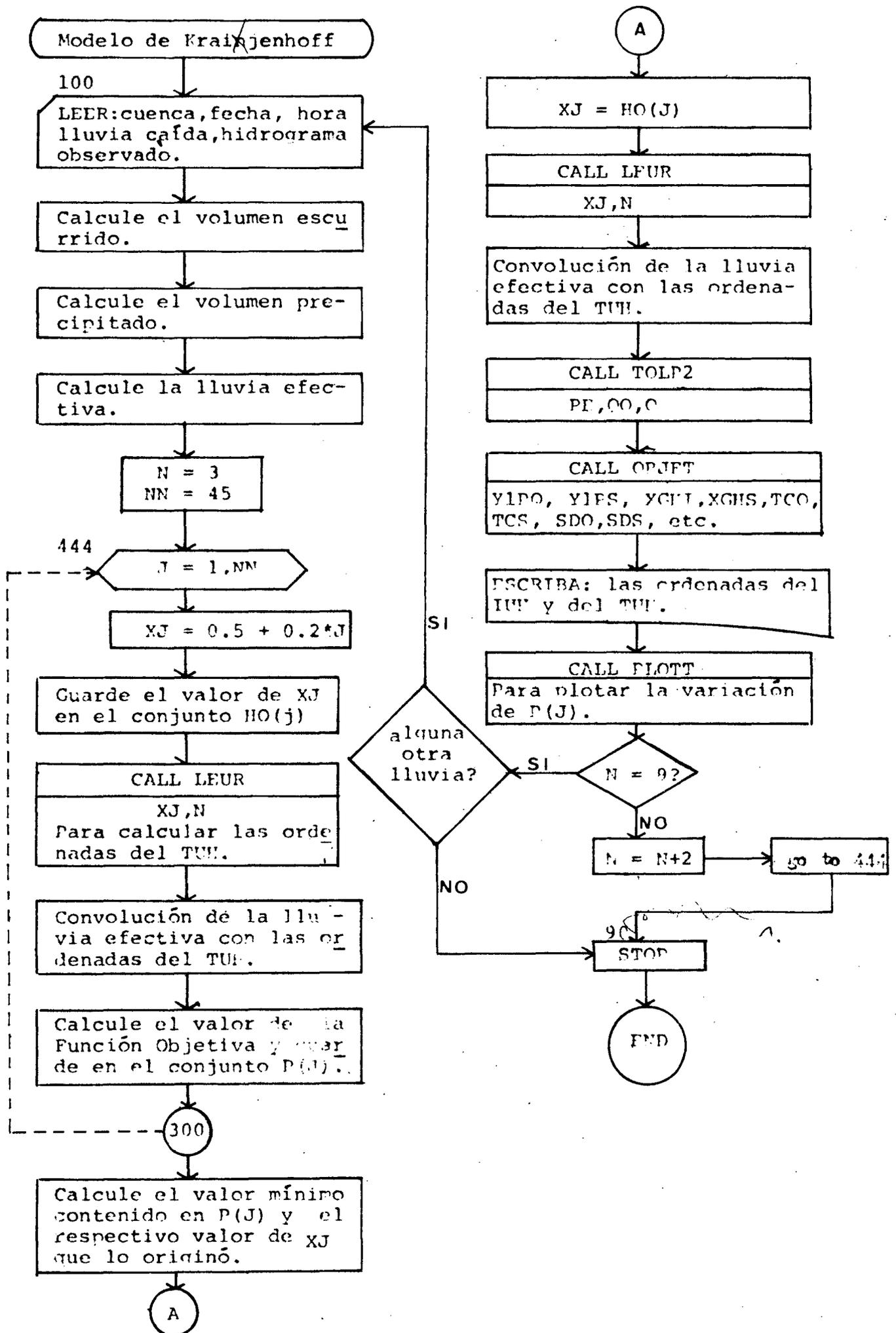
```

```

K=0
IAN=74
ME=6
CALL TOLP2(1,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(1),Q0(1),PE(1),PREMAX)
Q(2)=PE(1)*VA(2)
CALL TOLP2(2,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(2),Q0(2),PE(2),PREMAX)
DO 70 IT=3,1
Q(IT)=0.
DO 80 I=1,IT-1
80 Q(IT)=Q(IT)+VA(I+1)*PE(IT-I)
70 CALL TOLP2(IT,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(IT),Q0(IT),PE(IT),PREMAX)
CALL ORJET(X,L,Q0,Q,PE,Y10,Y15,XG0,XG5,T0,TS,SD0,SDS,RO,RS,PR,SS,S
1,R,XGC,XL,X2,Y2,ZN,ZK,STE)
WRITE(6,21)XJ,N
21 FORMAT(//,' MODELO DE KRAIJEHOFF',3X,'U=',F4.2,3X,'N=',I2,7X,'OBS
1ERVADO CALCULADO')
WRITE(6,31)Y10,Y15,XG0,XG5,T0,TS,SD0,SDS,RO,RS,PR,SS,S,R,XGC,XL,X2
1,Y2,ZN,ZK,STE
31 FORMAT(//,' PRIMER MOMENTO EN RELACION AL MAXIMO',5X,2F10.3,//,' D
1ISTANCIA ENTRE EL CG Y EL ORIGEN (TG)',3X,2F10.3,//,' DISTANCIA EN
2TRE EL CG Y EL MAXIMO (TC)',3X,2F10.3,//,' DESVIACION TIPTCA (SD)'
3,19X,2F10.3,//,' PARAMETRO ADIMENSIONAL (SD/TC)',11X,2F10.3,//,' S
4UMATORIO DIFERENCIAS CUADRATICAS',8X,F30.3,//,' ERROR PERCENTUAL D
5ESCARGAS MAXIMAS',7X,F30.3,//,' VOLUMEN DE LA ONDA DE CHECIDA',12X
6,2F10.3,//,' CENTRO DE GRAVEDAD DEL HIETOGRAMA',4X,F30.3,//,' LAG
7TIME',33X,F10.3,//,' VARIANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' VARI
8ANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' PARAMETROS DE NASH',10X,'N=',
9F4.2,5X,'K=',F4.2,//,' INTEGRAL SQUARE ERROR',20X,F30.2)
WRITE(6,23)(CAR(I),I=1,L)
23 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL I.U.H.',//,(1X,15F8.3,/)
WRITE(6,22)(VA(I),I=1,L)
22 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL H.U. (1MM,15MIN)',//,(1X,15F8.3,/)
CALL PLOTT(NN,H0,P)
IF(N.EQ.9)GO TO 100
N=N+2
GO TO 444
90 STOP
END

```

FLUJOGRAMA (3.5.1)



```

C
C   Q =DESCARGA SIMULADA                PROGRAMA (3.5.2)
C   QO=DESCARGA OBSERVADA
C   P =INTENSIDAD DE LLUVIA PRECIPITADA  MODELO DE NASH
C   PE=INTENSIDAD DE LLUVIA EFECTIVA
                                           (con parámetros de ajust

```

```

DIMENSION HO(100),QO(100),P(100),PE(100),Q(100),VA(100),TEXTO(8)
1,CAR(100)
  X=1.
  A=0.
  D=4.28
  B=2.08

```

```

C
C   CURVA CHAVE
C   QO=A+B*HO+C*HO*HO
C

```

```

100 READ(5,1)L,TEXTO

```

```

  1 FORMAT(13,8A6)
  IF(L.EQ.0)GO TO 90
  WRITE(6,14)TEXTO
  14 FORMAT('1',10X,8A6,///)
  READ(5,5)(HO(I),I=1,L)
  5 FORMAT(16F5.3)
  WRITE(6,13)(HO(I),I=1,L)
  13 FORMAT(///,' ALTURA OBSERVADA M',///,(1X,15F8.3,///))
  DO 10 I=1,L
  10 QO(I)=(A+B*HO(I)+D*HO(I)*HO(I))*X/3.
  WRITE(6,3)(QO(I),I=1,L)
  3 FORMAT(///,' DESCARGAS OBSERVADAS MM/H',///,(1X,15F8.3,///))

```

```

C
C   CALCULO DEL VOLUMEN ESCURRIDO
C

```

```

  R=0.
  DO 20 I=3,L,2
  20 R=R+QO(I-2)+4.*QO(I-1)+QO(I)
  R=R*X/3.
  WRITE(6,4)R
  4 FORMAT(///,' VOLUMEN ESCURRIDO MM',///,1X,F15.4)

```

```

C
C   CALCULO DEL VOLUMEN PRECIPITADO
C

```

```

  READ(5,1)N
  READ(5,2)(P(I),I=1,N)
  2 FORMAT(16F5.1)
  WRITE(6,6)(P(I),I=1,N)
  6 FORMAT(///,' LLUVIA PRECIPITADA MM/H',///,(1X,15F8.3,///))
  S=0.
  DO 30 I=1,N
  30 S=S+X*P(I)
  WRITE(6,7)S
  7 FORMAT(///,' VOLUMEN PRECIPITADO',F15.3)
  DELV=S-R
  COEF=R/S
  WRITE(6,8)DELV,COEF
  8 FORMAT(///,' DIFERENCIA DE VOLUMENES MM',10X,'RUNOFF SURFACE',///,1)
  3,F15.4,25X,F10.3)
  FHI=DELV/(X*N)
  WRITE(6,9)FHI
  9 FORMAT(///,' INDICE FHI MM/H',F15.4)

```

```

C
C   CALCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA

```

C

```

S=0.
J=0
DO 45 I=1,N
PE(I)=P(I)-FHI
IF(P(I).GT.FHI)GO TO 35
PE(I)=0.
GO TO 45
35 J=J+1
45 S=S+X*PE(I)
WRITE(6,12)S
12 FORMAT(//,' VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO',F15.4)
DELV=S-R
WRITE(6,8)DELV
FHI=DELV/(X*J)
WRITE(6,9)FHI
EFECT=0.
DO 55 I=1,N
PE(I)=PE(I)-FHI
IF(PE(I).GT.0.)GO TO 55
PE(I)=0.
55 EFECT=EFECT+X*PE(I)
WRITE(6,12)EFECT
WRITE(6,11)(PE(I),I=1,N)
11 FORMAT(//,' INTENSIDADE DE LLUVIA EFETIVA MM/H',//,(1X,15F8.3,/)

```

C
C
C
C

```

MODELO DE NASH
CON PARAMETROS DE AJUSTE

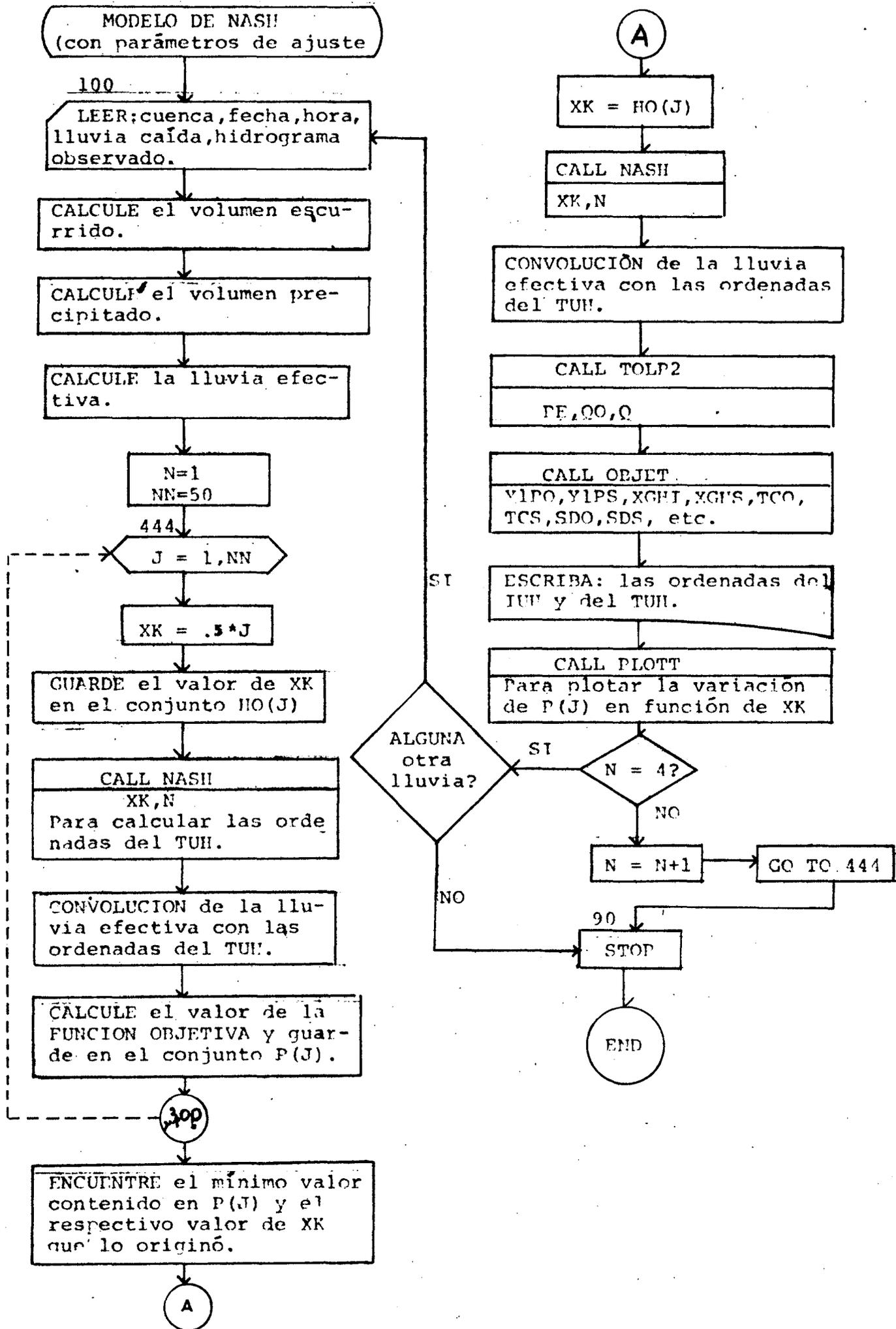
XN=1.
NN=50
444 DO 300 J=1,NN
XK=.2*J
HO(J)=XK
CALL NASH(XK,XN,L,VA,CAR)
Q(1)=0.
Q(2)=PE(1)*VA(2)
DO 75 IT=3,L
Q(IT)=0.
DO 75 I=1,IT-1
75 Q(IT)=Q(IT)+VA(I+1)*PE(IT-I)
QMED=0.
DO 140 I=2,L-1
QMED=QMED+QO(I)
140 CONTINUE
DENO=QMED
QMED=DENO/(L-2)
XNUM=0.
DO 160 I=2,L-1
XNUM=XNUM+(QO(I)+QMED)/(2.*QMED)*(QO(I)-Q(I))**2
160 CONTINUE
XNUM=XNUM**0.5
P(J)=XNUM/DENO*100.
300 CONTINUE
J=1
S=P(1)
DO 400 I=2,NN
IF(S.LT.P(I))GO TO 400
S=P(I)
J=I
400 CONTINUE
XK=HO(J)
CALL NASH(XK,XN,L,VA,CAR)

```

```

Q(1)=0.
PREMAX=30.
YMIN=0.
YMAX=5.
K=0
IAN=74
ME=6
CALL TOLP2(1,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(1),QO(1),PE(1),PREMAX)
Q(2)=PE(1)*VA(2)
CALL TOLP2(2,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(2),QO(2),PE(2),PREMAX)
DO 70 IT=3,L
Q(IT)=0.
DO 80 I=1,IT-1
80 Q(IT)=Q(IT)+VA(I+1)*PE(IT-I)
70 CALL TOLP2(IT,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(IT),QO(IT),PE(IT),PREMAX)
CALL OBJET(X,L,QO,Q,PE,Y10,Y1S,XG0,XGS,TO,TS,SDU,SDS,RO,RS,RR,SS,S
1,R,XGC,XL,X2,Y2,ZN,ZK,SIE)
WRITE(6,33)XK,XN
33 FORMAT(//,' MODELO DE NASH',5X,'K=',F4.2,5X,'N=',F4.2)
WRITE(6,31)Y10,Y1S,XG0,XGS,TO,TS,SDU,SDS,RO,RS,RR,SS,S,R,XGC,XL,X2
1,Y2,ZN,ZK,SIE
31 FORMAT(//,' PRIMER MOMENTO EN RELACION AL MAXIMO',5X,2F10.3,//,' D
1 IISTANCIA ENTRE EL CG Y EL ORIGEN (TG)',3X,2F10.3,//,' DISTANCIA EN
2 TRE EL CG Y EL MAXIMO (TC)',3X,2F10.3,//,' DESVIACION TIPICA (SD)'
3,19X,2F10.3,//,' PARAMETRO ADIMENSIONAL (SD/TC)',11X,2F10.3,//,' S
4 UMATORIO DIFERENCIAS CUADRATICAS',8X,F30.3,//,' ERROR PERCENTUAL D
5 ESCARGAS MAXIMAS',7X,F30.3,//,' VOLUMEN DE LA ONDA DE CRECIDA',12X
6,2F10.3,//,' CENTRO DE GRAVEDAD DEL HIETOGRAMA',8X,F30.3,//,' LAG
7 TIME',33X,F10.3,//,' VARIANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' VARI
8 ANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' PARAMETROS DE NASH',10X,'N=',
9 F4.2,5X,'K=',F4.2,//,' INTEGRAL SQUARE ERROR',20X,F30.2)
WRITE(6,23)(CAR(I),I=1,L)
23 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL I.U.H.',//,(1X,15F8.3,//))
WRITE(6,22)(VA(I),I=1,L)
22 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL H.U.(1MM,15MIN)',//,(1X,15F8.3,//))
CALL PLUTT(NN,HD,P)
IF(XN.EQ.4.)GO TO 100
XN=XN+1.
GO TO 444
90 STOP
END

```



```

C
C Q =DESCARGA SIMULADA PROGRAMAS (3.5.3)
C QD=DESCARGA OBSERVADA
C P =INTENSIDAD DE LLOVIA PRECIPITADA MODELO DE NASH
C PE=INTENSIDAD DE LLOVIA EFECTIVA (con parámetros de Nash)
C

```

```

DIMENSION HJ(100),QD(100),P(100),PE(100),Q(100),TEXT0(8),VA(100)
1,CAR(100)

```

```

X=1.
A=0.
D=4.28
B=2.08

```

```

C
C CURVA CHAVE
C QD=A+B*HJ+C*HJ*HJ
C

```

```

100 READ(5,1)L,TEXT0

```

```

1 FORMAT(I3,8A6)
IF(L.EQ.0)GO TO 90
WRITE(6,14)TEXT0
14 FORMAT('1',10X,8A6,///,.)
READ(5,5)(HJ(I),I=1,L)
5 FORMAT(16F5.3)
WRITE(6,13)(HJ(I),I=1,L)
13 FORMAT(//,' ALTURA OBSERVADA M',//,(1X,15F8.3,//))
DO 10 I=1,L
10 QD(I)=(A+B*HJ(I)+D*HJ(I)+HJ(I))*X
WRITE(6,3)(QD(I),I=1,L)
3 FORMAT(//,' DESCARGAS OBSERVADAS MM/H',//,(1X,15F8.3,//))

```

```

C
C CALCULO DEL VOLUMEN ESCURRIDO
C

```

```

R=0.
DO 20 I=3,L,2
20 R=R+QD(I-2)+4.*QD(I-1)+QD(I)
R=R*X/3.
WRITE(6,4)R
4 FORMAT(//,' VOLUMEN ESCURRIDO MM',//,1X,F15.4)

```

```

C
C CALCULO DEL VOLUMEN PRECIPITADO
C

```

```

READ(5,1)N
READ(5,2)(P(I),I=1,N)
2 FORMAT(16F5.1)
WRITE(6,6)(P(I),I=1,N)
6 FORMAT(///,' LLOVIA PRECIPITADA MM/H',//,(1X,15F8.3,//))
S=0.
DO 30 I=1,N
30 S=S+X*P(I)
WRITE(6,7)S
7 FORMAT(//,' VOLUMEN PRECIPITADO',F15.3)
DELV=S-R
COEF=R/S
WRITE(6,8)DELV,COEF
8 FORMAT(//,' DIFERENCIA DE VOLUMENES MM',10X,'RUNOFF SURFACE',//,1X
3,F15.4,25X,F10.3)
FHI=DELV/(X*N)
WRITE(6,9)FHI
9 FORMAT(//,' INDICE FHI MM/H',F15.4)

```

```

C

```

C
C

CALCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA

```
S=0.
J=0
DO 45 I=1,N
PE(I)=P(I)-FHI
IF(P(I).GT.FHI)GO TO 35
PE(I)=0.
GO TO 45
35 J=J+1
45 S=S+X*PE(I)
WRITE(6,12)S
12 FORMAT(//,' VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO',F15.4)
DELV=S-R
WRITE(6,8)DELV
FHI=DELV/(X*J)
WRITE(6,9)FHI
EFECT=0.
DO 55 I=1,N
PE(I)=PE(I)-FHI
IF(PE(I).GT.0)GO TO 55
PE(I)=0.
55 EFECT=EFECT+X*PE(I)
WRITE(6,12)EFECT
WRITE(6,11)(PE(I),I=1,N)
11 FORMAT(//,' INTENSIDADE DE LLUVIA EFETIVA MM/H',//,(1X,15F8.3,//))
HINO=0.
CHNO=0.
XGCH=0.
XGHI=0.
CHMU=0.
HIMU=0.
J=1
DO 200 I=1,L
HINO=HINO+QU(I)
CHNO=CHNO+PE(I)
XGCH=XGCH+PE(I)*J*X/2.
XGHI=XGHI+QU(I)*((I-1)*X
CHMU=CHMU+PE(I)*((J*X/2.))**2
HIMU=HIMU+QU(I)*((I-1)*X)**2
J=J+2
200 CONTINUE
XGCH=XGCH/CHNO
XGHI=XGHI/HINO
XLAG=XGHI-XGCH
CHMU=CHMU/CHNO
HIMU=HIMU/HINO
X3=CHMU-XGCH**2
Y3=HIMU-XGHI**2
VAR=Y3-X3
YN=XLAG**2/VAR
YK=VAR/XLAG
```

C
C
C

MODELO DE NASH

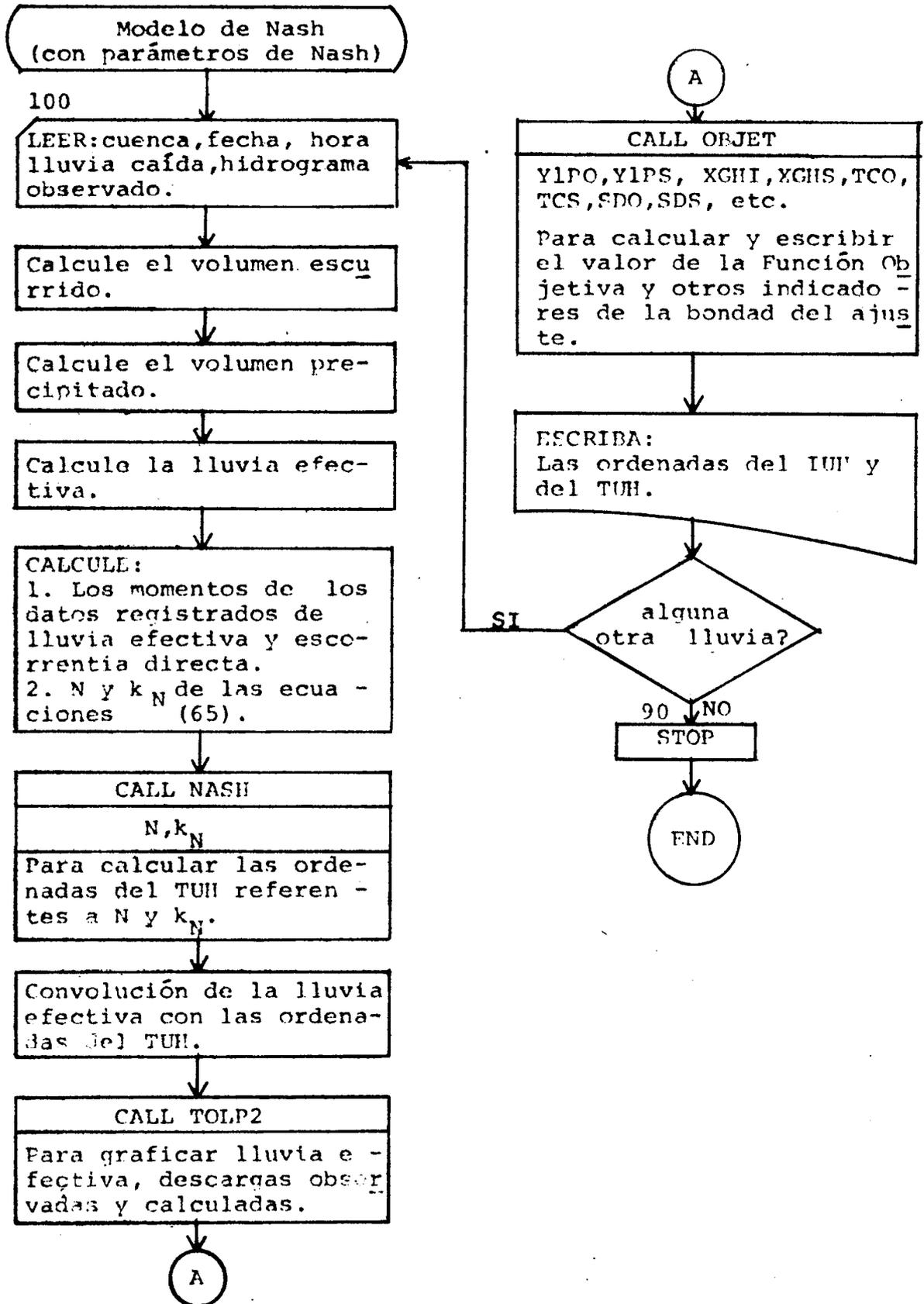
```
XN=YN
XJ=YK
CALL NASH(XJ,XN,L,VA,CAR)
Q(1)=0.
PREMAX=30.
YMIN=0.
YMAX=5.0
K=0
```

```

IAN=74
ME=6
CALL TQLP2(1,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(1),QD(1),PE(1),PREMAX)
Q(2)=PE(1)*VA(2)
CALL TQLP2(2,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(2),QD(2),PE(2),PREMAX)
DO 70 IT=3,L
Q(IT)=0.
DO 80 I=1,IT-1
80 Q(IT)=Q(IT)+VA(I+1)*PE(IT-I)
70 CALL TQLP2(IT,ME,IAN,K,YMAX,YMIN,Q(IT),QD(IT),PE(IT),PREMAX)
CALL OBJET(X,L,QD,Q,PE,Y10,Y15,XG0,XGS,T0,TS,SDD,SDS,RU,RS,RR,SS,S
1,R,XGC,XL,X2,Y2,ZN,ZK,SIE)
WRITE(6,33)XJ,XN
33 FORMAT(//,' MODELO DE NASH',5X,'K=',F4.2,5X,'N=',F4.2,8X,'OBSERVAD
10 SIMULADO')
WRITE(6,31)Y10,Y15,XG0,XGS,T0,TS,SDD,SDS,RU,RS,RR,SS,S,R,XGC,XL,X2
1,Y2,ZN,ZK,SIE
31 FORMAT(//,' PRIMER MOMENTO EN RELACION AL MAXIMO',5X,2F10.3,//,' D
11ISTANCIA ENTRE EL CG Y EL ORIGEN (E3)',3X,2F10.3,//,' DISTANCIA EN
2TRE EL CG Y EL MAXIMO (TC)',3X,2F10.3,//,' DESVIACION TIPICA (SD)'
3,19X,2F10.3,//,' PARAMETRO ADIMENSIONAL (SD/TC)',11X,2F10.3,//,' S
4UMATORIO DIFERENCIAS CUADRATICAS',8X,F30.3,//,' ERROR PERCENTUAL D
5ESCARGAS MAXIMAS',7X,F30.3,//,' VOLUMEN DE LA ONDA DE CRECIDA',12X
6,2F10.3,//,' CENTRO DE GRAVEDAD DEL HIETOGRAMA',8X,F30.3,//,' LAG
7TI4E',33X,F10.3,//,' VARIANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' VARI
8ANCIA DEL HIETOGRAMA',16X,F10.3,//,' PARAMETROS DE NASH',10X,'K=',
9F4.2,5X,'K=',F4.2,//,' INTEGRAL SQUARE ERROR',20X,F30.2)
WRITE(6,34)(CAR(I),I=1,L)
34 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL I.U.H.',//,(1X,15F8.3,/)
WRITE(6,32)(VA(I),I=1,L)
32 FORMAT(//,' ORDENADAS DEL H.U.',//,(1X,15F8.3,/)
GO TO 100
90 STOP
END

```

FLUJOGRAMA (3.5.3)



C
C
C
C
C
C

Q =DESCARGA SIMULADA
QD=DESCARGA OBSERVADA
P =INTENSIDAD DE LLUVIA PRECIPITADA
PE=INTENSIDAD DE LLUVIA EFECTIVA

PROGRAMA (3.5.4)
RESERVATORIO LINEAL SIMI
Y DUPLO

DIMENSION HD(100),QD(100),P(100),PE(100),Q(100),TEXT(8),VA(100)
1,CAR(100)
X=1.
A=0.
D=4.28
B=2.08

C
C
C
C

CURVA CHAVE
QD=A+B*HD+C*HD*HD
100 READ(5,1)L,TEXT

1 FORMAT(I3,8A6)
IF(L.EQ.0)GO TO 90
WRITE(6,14)TEXT
14 FORMAT('1',10X,8A6,///,)
READ(5,5)(HD(I),I=1,L)
5 FORMAT(16F5.3)
WRITE(6,13)(HD(I),I=1,L)
13 FORMAT(//,' ALTURA OBSERVADA M',//,(1X,15F8.3,//))
DO 10 I=1,L
10 QD(I)=(A+B*HD(I)+D*HD(I)*HD(I))*26
WRITE(6,3)(QD(I),I=1,L)
3 FORMAT(//,' DESCARGAS OBSERVADAS MM/H',//,(1X,15F8.3,//))

C
C
C

CALCULO DEL VOLUMEN ESCURRIDO
R=0.
DO 20 I=3,L,2
20 R=R+QD(I-2)+4.*QD(I-1)+QD(I)
R=R*X/3.
WRITE(6,4)R
4 FORMAT(//,' VOLUMEN ESCURRIDO MM',//,1X,F15.4)

C
C
C

CALCULO DEL VOLUMEN PRECIPITADO
READ(5,1)N
READ(5,2)(P(I),I=1,N)
2 FORMAT(16F5.1)
WRITE(6,6)(P(I),I=1,N)
6 FORMAT(///,' LLUVIA PRECIPITADA MM/H',//,(1X,15F8.3,//))
S=0.
DO 30 I=1,N
30 S=S+X*P(I)
WRITE(6,7)S
7 FORMAT(//,' VOLUMEN PRECIPITADO',F15.3)
DELV=S-R
COEF=R/S
WRITE(6,8)DELV,COEF
8,FORMAT(//,' DIFERENCIA DE VOLUMENES MM',10X,' RUNOFF SURFACE',//,1
3,F15.4,25X,F10.3)
FHI=DELV/(X*N)
WRITE(6,9)FHI
9 FORMAT(//,' INDICE FHI MM/H',F15.4)

C

C
C

CALCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA

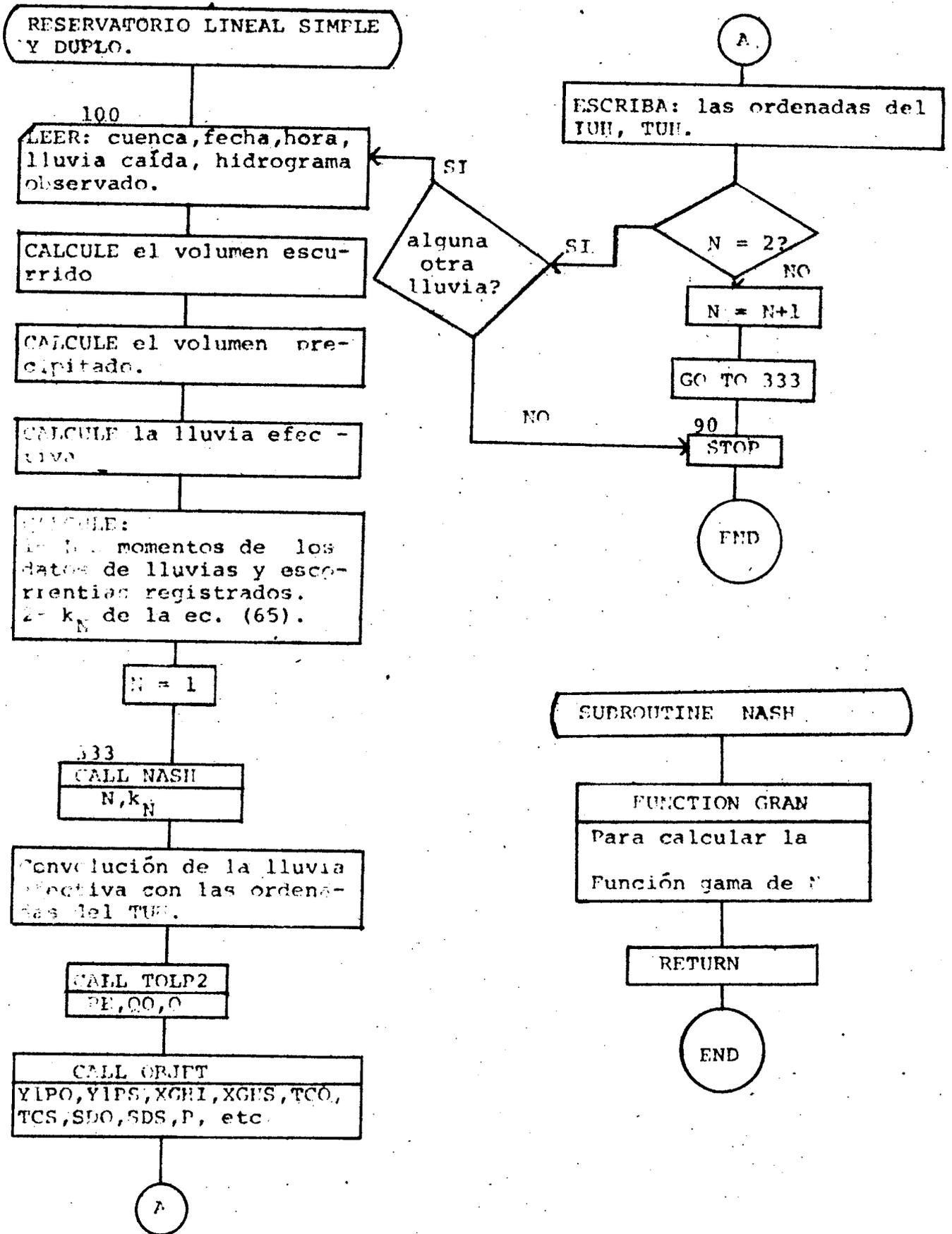
```
S=0.
J=0
DO 45 I=1,N
PE(I)=P(I)-FHI
IF(P(I).GT.FHI)GO TO 35
PE(I)=0.
GO TO 45
35 J=J+1
45 S=S+X*PE(I)
WRITE(6,12)S
12 FORMAT(//,' VOLUMEN EFECTIVO PRECIPITADO',F15.4)
DELV=S-R
WRITE(6,8)DELV
FHI=DELV/(X*J)
WRITE(6,9)FHI
EFECT=0.
DO 55 I=1,N
PE(I)=PE(I)-FHI
IF(PE(I).GT.0)GO TO 55
PE(I)=0.
55 EFECT=EFECT+X*PE(I)
WRITE(6,12)EFECT
WRITE(6,11)(PE(I),I=1,N)
11 FORMAT(//,' INTENSIDADE DE LLUVIA EFETIVA MM/H',//,(1X,15F8.3,//))
HINO=0.
CHNO=0.
XGCH=0.
XGHI=0.
CHMU=0.
HIMU=0.
J=1
DO 200 I=1,L
HINO=HINO+QO(I)
CHNO=CHNO+PE(I)
XGCH=XGCH+PE(I)*J*X/2.
XGHI=XGHI+QO(I)*((I-1)*X
CHMU=CHMU+PE(I)*((J*X/2.))**2
HIMU=HIMU+QO(I)*((I-1)*X)**2
J=J+2
200 CONTINUE
XGCH=XGCH/CHNO
XGHI=XGHI/HINO
XLAG=XGHI-XGCH
CHMU=CHMU/CHNO
HIMU=HIMU/HINO
X3=CHMU-XGCH**2
Y3=HIMU-XGHI**2
VAR=Y3-X3
YN=XLAG**2/VAR
YK=VAR/XLAG
```

C
C
C

MODELO DE NASH

```
CORMX=.1
CORMN=-.1
XN=1.
333 XJ=YK
CALL NASH(XJ,XN,L,VA,CAR)
Q(1)=0.
PREMAX=30.
YMIN=0.
```

FLUJOGRAMA (1.5.4)



```

SUBROUTINE NASH(XK,XN,L,Y,YES)
DIMENSION ZZ(600),GAMA(300),ESE(100),Y(100),YES(100)
C LA VARIABLE Y(I) DA LOS VALDRES DEL H. J. DE DURACION(B)
C TIEMPO DE BASE(L)NUMERO DE RESERVATORIOS EN SERIE(XN) Y
C COEFICIENTE DE ALMAZTENAMIENTO DE CADA UN (XK)
B=1.
DO 350 I=1,600
TE=I/50.
ZZ(I)=EXP(-TE)*TE**(XN-1.)
350 CONTINJE
GAMA(1)=1./150.*(4.*ZZ(1)+ZZ(2))
DO 400 I=4,600,2
IA=I/2
GAMA(IA)=GAMA(IA-1)+1./150.*(ZZ(I-2)+4.*ZZ(I-1)+ZZ(I))
400 CONTINJE
GACA=GRAN(XN)
DO 450 I=1,L
ALFA=B*1/XK
IF(ALFA.GE.30.)GO TO 300
IALFA=ALFA*10.
GAMM=GAMA(IALFA)+(GAMA(IALFA+1)-GAMA(IALFA))*(ALFA*10.-IALFA)
ESE(I)=GAMM/GACA
GO TO 450
300 ESE(I)=ESE(I-1)
450 CONTINJE
Y(1)=0.
Y(2)=ESE(1)
DO 500 I=3,L
Y(I)=(ESE(I-1)-ESE(I-2))/B
500 CONTINJE
DO 600 I=1,L
T=I/XK
AUX=EXP(-T)*T**(XN-1.)
YES(I)=AUX/(XK*GACA)
600 CONTINJE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE FEUR(XJ,NO,L,Y,U)
DIMENSION C(100),Y(100),J(100)
PI=3.1416
DO 50 IT=1,L
T=IT
R=0.
S=0.
DO 60 N=1,NO,2
XN=N**2
EX1=EXP(XN/XJ)
IF(T/XJ.GT.7.)GO TO 80
EX2=EXP(-XN*T/XJ)
R=R+EX2
GO TO 60
80 EX2=0.
60 S=S+1./XN*(EX1-1.)*EX2
RR=R/XJ
J(IT)=8./PI**2*RR
-50 C(IT)=8./PI**2*S
Y(1)=0.
Y(2)=C(1)
- DO 70 I=3,L
Y(I)=C(I-1)
-70 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE TQLP2(IDI,J,MA,KK,YMAX,YMIN,QCALC,QSAI,PRE,PMAX)
DIMENSION MS(101),IPLOT(101),YI(11)
DATA MAIS/'+'/,IPONT/'.'/,IAST/'*'/,IBRAN/' '/,IPRE/'I'/
DATA MS/101*'-'/,II/'0'/
IF(KK)11,10,11
10 DO 100 I=1,11
100 YI(I)=YMIN+(YMAX-YMIN)*(I-1)*.1+.01
DO 105 I=1,101,10
105 MS(I)=MAIS
WRITE(6,3)(YI(I),I=1,11),MS

3 FORMAT('1',5X,'DATA',4X,'0',5X,'00',5X,'PE',F3.1,10F10.1,/,31X,101
1A1)
11 IF((IDI/10)*10-IDI)13,12,13
13 COEF=100./(YMAX-YMIN)
COR=.5/COEF
DO 35 M=1,101
35 IPLOT(M)=IBRAN
DO 50 M=1,101,10
IF(M-51)68,69,68
69 IPLOT(M)=IPONT
GO TO 50
68 IPLOT(M)=IPONT
50 CONTINUE
GO TO 30
12 DO 70 M=1,101
70 IPLOT(M)=MS(M)
80 K=(QSAI+COR-YMIN)*COEF+1.01
IF(K-100)71,71,72
71 IPLOT(K)=II
72 K=100.*(1.-PRE*.2/PMAX)+.01
IF(K)45,45,46
45 K=1
46 DO 44 KR=K,100
44 IPLUT(KR)=IPRE
K=(QCALC+COR-YMIN)*COEF+1.01
IF(K-100)16,16,15
16 IPLUT(K)=IAST
15 WRITE(6,4)IDI,J,MA,QCALC,QSAI,PRE,(IPLUT(M),M=1,101)
4 FORMAT(14,'/' ,I2,'/' ,I2,3F7.3,101A1)
KK=KK+1
RETURN
END

```

```

C  SUBROUTINE PLOTT(N,X,Y)
PROGRAMA PARA PLOTAR CURVAS
INTEGER SCLX,SCLY
DIMENSION X(50),Y(50),IPL0T(100)
DATA IBANK,IASR /'I','*' /
300 FORMAT(///,10X,'VARIACION DE LA FUNCION OBJETIVA'//10X,'I',98X,'E(
1J)'//10X,'I',100('-' ),'.')
400 FORMAT(10X,'I',100X,'. ')
500 FORMAT(1X,F8.2,1X,'I',100A1,'. ',1X,F8.2)
600 FORMAT(10X,'I',100('-' ),'. ')
WRITE(6,300)

XMAX=0.
YMAX=0.
DO 4 I=1,N
IF (XMAX-X(I))1,2,2
1 XMAX=X(I)
2 IF (YMAX-Y(I))3,4,4
3 YMAX=Y(I)
4 CONTINUE
SCLX=(XMAX-1.)/50
SCLY=(YMAX-1.)/100
SCLX=SCLX+1
SCLY=SCLY+1
LINE=0
DO 8 I=1,N
DO 5 J=1,100
5 IPL0T(J)=IBANK
LY=Y(I)/SCLY
IPL0T(LY)=IASR
LX=X(I)/SCLX-1
LINE=LINE+1
IF (LINE-LX)6,6,7
6 WRITE(6,400)
7 WRITE(6,500)X(I),IPL0T,Y(I)
8 CONTINUE
WRITE(6,600)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE DRJET(B,L,D,C,E,Y1PU,Y1PS,XGHI,XGHS,TCU,TCS,SDD,SDS,RO
1RS,RR,SS,S,R,XGCH,XLAG,XP,Y2,Z1,ZK,SIF)
DIMENSION O(50),C(50),E(50)
C Y1PU Y1PS PRIMER MOM C/R MAX OBS Y CALC
C XGHI XGHS CENTRO DE GRAVEDAD C/R ORIGEN OBS Y CALC
C TCU TCS DIST ENTRE CG Y MAX OBS Y CALC
C SDD SDS DESVIACION TIPICA OBS Y CALC
C RO RS COEFS DE ASIMETRIA OBS Y CALC
C RR SUM DIF CUADRATICAS
C SS ERROR PERCENTUAL DESC DE PIQUE
C S R VOLUMEN OBS Y CALCULADO
KK=0
JJ=0
R=C(1)
S=D(1)
DO 170 I=2,L
IF(S.GT.O(1))GO TO 27
S=D(I)
— KK=KK+1
27 IF(R.GT.C(I))GO TO 170
R=C(I)
JJ=JJ+1
170 CONTINUE
SS=(S-R)/S*100.
R=0.
S=0.
DO 980 I=3,L,2
R=R+C(I-2)+4.*C(I-1)+C(I)
S=S+D(I-2)+4.*D(I-1)+D(I)
980 CONTINUE
R=R*B/3.
S=S*B/3.
RR=0.
HINO=0.
HINS=0.
XGHI=0.
XGHS=0.
HIMU=0.
HIMS=0.
Y1PU=0.
Y1PS=0.
CHNO=0.
XGCH=0.
CHMU=0.
J=1
DO 990 I=1,L
RR=RR+(O(I)-C(I))**2
HINO=HINO+O(I)
HINS=HINS+C(I)
XGHI=XGHI+O(I)*(I-1)*3
XGHS=XGHS+C(I)*(I-1)*3
HIMU=HIMU+O(I)*((I-1)*3)**2
HIMS=HIMS+C(I)*((I-1)*3)**2
Y1PU=Y1PU+O(I)*((I-1)*3-KK*B)
Y1PS=Y1PS+C(I)*((I-1)*3-JJ*B)
— CHNO=CHNO+E(I)
XGCH=XGCH+E(I)*J*B/2.
CHMU=CHMU+E(I)*(J*B/2.)*2
J=J+2
990 CONTINUE
XGHI=XGHI/HINO
XGHS=XGHS/HINS

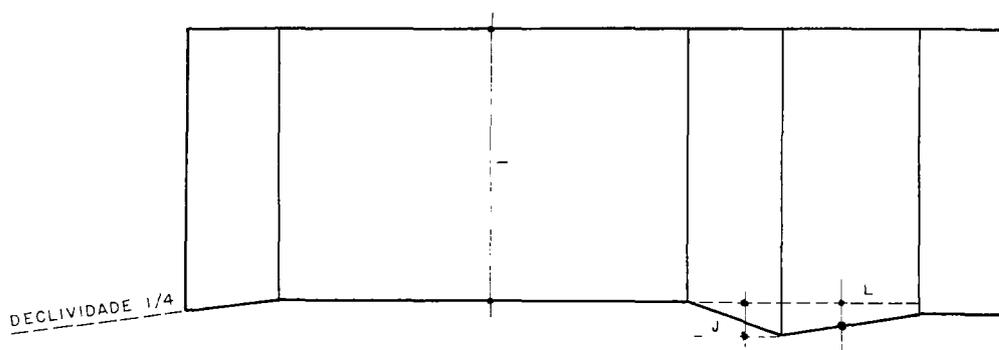
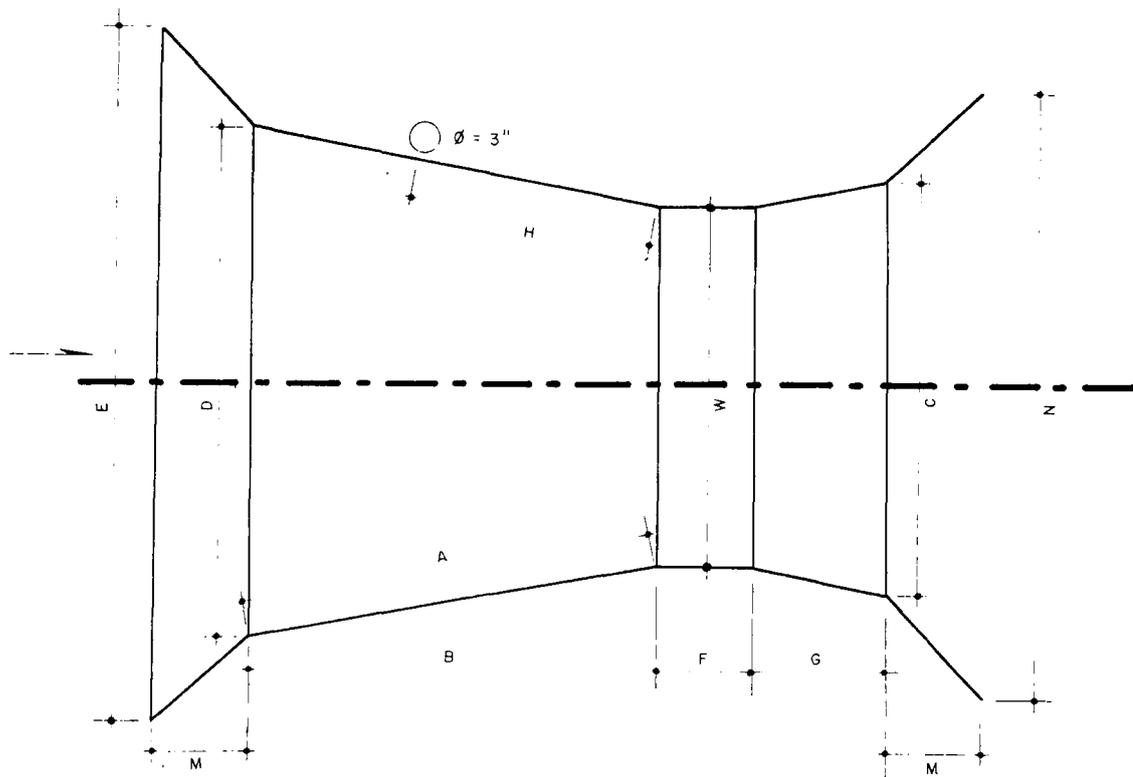
```

```

Y1PU=Y1PD/HIND
Y1PS=Y1PS/HINS
HIMU=HIMU/HIND
HIMS=HIMS/HINS
TCO=XGHI-KK*B
TCS=XGHS-JJ*B
SDD=SQRT(HIMU-XGHI*XGHI)
SDS=SQRT(HIMS-XGHS*XGHS)
RO=SDD/TCO
RS=SDS/TCS
XGCH=XGCH/CHND
XLAG=XGHI-XGCH
CHMU=CHMU/CHND
X2=CHMU-XGCH*XGCH
Y2=HIMU-XGHI*XGHI
VAR=Y2-X2
ZN=XLAG**2/VAR
ZK=VAR/XLAG
QM=0.
DO 140 I=2,L-1
QM=QM+Q(I)
140 CONTINUE
DENQ=QM
QM=DENQ/(L-2)
XNUM=0.
DO 160 I=2,L-1
XNUM=XNUM+((Q(I)+QM)/(2.*QM))*(Q(I)-C(I))**2
160 CONTINUE
XNUM=XNUM**.5
SIE=XNUM/DENQ*100.
RETURN
END

```

D I B U J O S



A	2438 mm
B	2391 mm
C	2743 mm
D	3397 mm

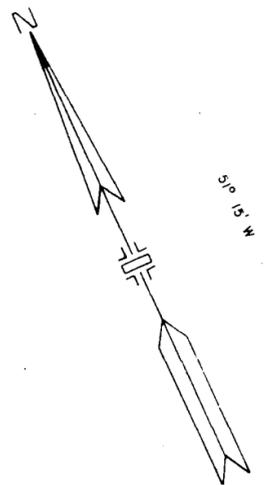
E	4600 mm
F	610 mm
G	915 mm
H	1625 mm
I	1800 mm

J	228 mm
L	76 mm
M	600 mm
N	4000 mm
W	2458 mm

PROJ.	DESENHO	IPH	CHA	ESCALA
DES.		CALHA PARSHALL		
CONF.	1			1/50

30° 00' S

30° 03' S



51° 15' W

30° 06' S

51° 12' W

30° 09' S

51° 03' W

- DIVISÃO DE BACIAS _____
- ARROIO NATURAL _____
- ARROIO CANALIZADO _____
- PLUVIÓGRAFO _____
- LINNÍGRAFO _____



DESENHO 2	IPH	CHA	ESCALA 1:40.000
	BACIA DO ARROIO DILÚVIO		



- DIVISÃO DE BACIAS ----- -----
- ARROIO NATURAL ----- -----
- ARROIO CANALIZADO ----- -----

DESENHO 3	I P H	C H A	ESCALA 1:10.000
	ORTOFOTO DA BACIA DO ARROIO BELA VISTA		

SUMMARY

The process of effective rainfall/direct runoff is simulated in two urban sub-basins, with extreme degrees of urbanization previously chosen, by means of the NASH techniques (equal reservoirs in a cascading sequence) and KRAIJENHOFF (decreasing parallel reservoirs). An optimization technique is presented (minimization of an Objective Function), for each single basin, model, rainfall, and hydrograph, taking as an optimum solution a weighted value.

The optimum values are correlated to Hydraulically Impervious rates which have been obtained by photointerpretation and the study of orthophotographs.

Various comments are made as to maximum discharges expected throughout various return periods and in various states of land occupancy, convolutioning the instantaneous reactions of optimum models with typical rains.

Key words: Urban basin, Photointerpretation, Simulation, Optimization, Probable typical discharges.

RESUMEN

El proceso lluvia efectiva/escorrentia directa, es simulado en dos subcuencas urbanas con grados de Urbanización extremos previamente escogidos, a través, de las Técnicas de NASH (reservatorios iguales en cascada) y KRAIJENHOFF (reservatorios decrecientes en paralelo); Se presenta una técnica de optimización (minimización de una Función objetivo), para cada cuenca, modelo, lluvia e hidrograma aislados, tomando como solución optima un valor ponderado.

Los valores optimos son correlacionados con las tasas Hidraulicamente Impermeables obtenidas por foto-interpretación y estudio de ortofotografias.

Se hacen varias consideraciones cuanto a las máximas descargas esperadas en varios periodos de retorno y en varios estados de ocupación de la tierra, convolucionando las reacciones instantaneas

de los modelos optimos con lluvias típicas.

Palabras llaves: Cuenca urbana, fotointerpretación, simulación, optimización, descargas típicas probables.

F E D E R R O R E S

pg.	línea	donde se lee	se deve leer
1	8	-----	delineamiento <u>aproximado</u> de su <u>comportamiento</u> .
2	3	-----	cuando los parámetros alcansen
2	12	-----	racionalmente las redes de drenage,
2	20	-----	áreas urbanas, <u>especialmente</u> en la
2	24	-----	directrices generales para el <u>dimensionamiento</u>
3	4	-----	El impacto del hombre sobre el régimen hidrológico
3	11	en condiciones <u>sub</u>	en comunidades <u>sub</u> -
3	12	McPhearson (1972)	McPhearson (1972-2)
3	23	Willike (1966)	Willike (1966)
3	26	superficial producir por	superficial, producido por
4	4	-----	por la disminución de áreas permeables
4	24	McPhearson (1972)	McPhearson (1972-1)
8	24	Hildebrand (1953)	Hildebrand (1965)
9	9	generalmente de Función	generalmente llamada de Función
12	6	Eagleson (1967)	Eagleson (1967-1)
13	15	Diskin (1967)	Diskin (1967-2)
19	17	Nash (1958)	Nash (1957)
25	30	Singh (1964)	En 1964 Singh
25	36	es -----	es primeramente
30	22	fig. (19a)	fig. (19b)
33	13	de la participación	de la precipitación
38	13	Diskin (1967)	Diskin (1967-1)
24	17	O'Kelly (1955)	En 1955 O'Kelly
49	1	Linsley (1967)	Linsley (1968)