



Universitat de Lleida

Solución al problema inverso del riego por tablares mediante un modelo hidrológico mixto

Joaquín Monserrat Viscarri

Dipòsit Legal: S.54-1998
<http://hdl.handle.net/10803/8145>

ADVERTIMENT. L'accés als continguts d'aquesta tesi doctoral i la seva utilització ha de respectar els drets de la persona autora. Pot ser utilitzada per a consulta o estudi personal, així com en activitats o materials d'investigació i docència en els termes establerts a l'art. 32 del Text Refós de la Llei de Propietat Intel·lectual (RDL 1/1996). Per altres utilitzacions es requereix l'autorització prèvia i expressa de la persona autora. En qualsevol cas, en la utilització dels seus continguts caldrà indicar de forma clara el nom i cognoms de la persona autora i el títol de la tesi doctoral. No s'autoritza la seva reproducció o altres formes d'explotació efectuades amb finalitats de lucre ni la seva comunicació pública des d'un lloc aliè al servei TDX. Tampoc s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant als continguts de la tesi com als seus resums i índexs.

ADVERTENCIA. El acceso a los contenidos de esta tesis doctoral y su utilización debe respetar los derechos de la persona autora. Puede ser utilizada para consulta o estudio personal, así como en actividades o materiales de investigación y docencia en los términos establecidos en el art. 32 del Texto Refundido de la Ley de Propiedad Intelectual (RDL 1/1996). Para otros usos se requiere la autorización previa y expresa de la persona autora. En cualquier caso, en la utilización de sus contenidos se deberá indicar de forma clara el nombre y apellidos de la persona autora y el título de la tesis doctoral. No se autoriza su reproducción u otras formas de explotación efectuadas con fines lucrativos ni su comunicación pública desde un sitio ajeno al servicio TDR. Tampoco se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al contenido de la tesis como a sus resúmenes e índices.

WARNING. Access to the contents of this doctoral thesis and its use must respect the rights of the author. It can be used for reference or private study, as well as research and learning activities or materials in the terms established by the 32nd article of the Spanish Consolidated Copyright Act (RDL 1/1996). Express and previous authorization of the author is required for any other uses. In any case, when using its content, full name of the author and title of the thesis must be clearly indicated. Reproduction or other forms of for profit use or public communication from outside TDX service is not allowed. Presentation of its content in a window or frame external to TDX (framing) is not authorized either. These rights affect both the content of the thesis and its abstracts and indexes.

UNIVERSIDAD DE LLEIDA

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIERIA AGRARIA

TESIS DOCTORAL

**SOLUCION AL PROBLEMA INVERSO
DEL
RIEGO POR TABLARES
MEDIANTE
UN MODELO HIDROLOGICO MIXTO**

Autor :
Joaquín Monserrat Viscarri

Director :
Dr. Javier Barragán Fernández

Lleida, Mayo 1994

*A mi mujer, mis hijos,
y a mi familia*

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	IV
GLOSARIO	V
<u>I. INTRODUCCION</u>	1
<u>Situación del problema</u>	1
<u>Objetivos</u>	2
<u>Ambito del estudio</u>	3
<u>II. REVISION BIBLIOGRAFICA</u>	6
<u>Descripción general del riego por tablares</u>	6
<u>Ecuaciones del flujo superficial</u>	8
<u>Ecuaciones del flujo subsuperficial</u>	10
<u>Ec. basadas en parámetros físico</u>	11
<u>Ec. empíricas</u>	12
<u>Modelos del riego por tablares</u>	15
<u>Modelo hidrológico</u>	16
<u>Solución de Israelsen</u>	22
<u>Solución recursiva de Hall</u>	23
<u>Solución de Philip y Farrell</u>	25
<u>Solución de Hart et al.</u>	27
<u>Solución de Fok y Bishop</u>	29
<u>Modelo hidrodinámico</u>	30
<u>Modelo hidrodinámico completo</u>	31
<u>Modelo de inercia nula</u>	31
<u>Modelo de onda cinemática</u>	32
<u>Modelo completo</u>	33
<u>Adimensionalización del modelo hidrodinámico</u>	34
<u>Problema inverso : identificación de los parámetros de infiltración.</u>	37

Métodos diversos	38
<u>Métodos que suponen una función de avance potencial.</u>	38
<u>Método numérico basado en el modelo hidrológico.</u>	40
<u>Solución de la Transformada de Laplace.</u>	
<u>Solución numérica directa basada en el modelo de inercia nula.</u>	41
Técnicas de optimización	42
<u>Modelo hidrológico</u>	42
<u>Modelo onda cinemática</u>	43
<u>Modelo inercia nula</u>	45
<u>Modelo hidrodinámico</u>	45
<u>III. DESARROLLO TEORICO DEL MODELO</u>	47
<u>Modelo hidrológico</u>	47
Cálculo del volumen superficial durante el avance.	48
<u>Valores de y_m^* para tablares con pendiente.</u>	51
<u>Valores de y_m^* para tablares sin pendiente.</u>	58
<u>Función y_m^*</u>	62
<i>Ajuste</i>	62
<i>Interpolación</i>	65
Cálculo del volumen infiltrado.	67
<u>Método inverso para la determinación de los parámetros k^*, y a</u>	68
Descripción de la función objetivo	69
Método de cálculo	71
<u>Resolución del método Gauss-Newton</u>	72
<u>Descripción del programa</u>	76
Estructura del programa	76
Datos de entrada	79
Datos de salida	80

<u>IV. VERIFICACION DEL METODO</u>	83
<u>Verificación del modelo hidrológico</u>	83
<u>Error en cálculo del volumen infiltrado al suponer</u> <u>$y_m=0.77$.</u>	87
<u>Verificación del método con datos simulados</u>	90
<u>Aplicación con datos de campo</u>	104
<u>Comparación del método respecto a otros existentes.</u>	108
<u>Análisis de sensibilidad.</u>	117
<u>V. RESUMEN, CONCLUSIONES, Y RECOMENDACIONES</u> .	122
<u>Resumen</u>	122
<u>Conclusiones</u>	124
<u>Futuros desarrollos</u>	126
<u>BIBLIOGRAFIA</u>	127
<u>ANEJOS</u>	135
<u>Anejo 1. Listado programa</u>	135
<u>Anejo 2. Listado de salida, datos de entrada</u>	148

AGRADECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecer al director de tesis D. Javier Barragán Fernández su apoyo y consejo, dedicación y estímulo que han contribuido de forma inestimable a la realización de este trabajo.

A la E.T.S. de Ingeniería Agraria por su contribución con los medios humanos y materiales, los cuales han sido de gran ayuda.

A los alumnos de la E.T.S. de Ingeniería Agraria que ha participado en la toma de datos : Llorenç Canela, Enrique Borrás, Marc Pons, Javier Casalí, Jordi Vilaró, por su esfuerzo e interés, los cuales han sido un acicate en la realización del trabajo.

Al Canal de Urgel, a su organización y a los regantes que han permitido realizar las evaluaciones de los riegos.

A la CICYT por la subvención de parte del trabajo realizado.

A las personas que han colaborado en la mecanografía del texto : Lluís Cots, Enrique Borrás, y David Majó.

A toda mi familia por su continuo apoyo y comprensión, por su esfuerzo que ha facilitado mi dedicación a esta labor investigadora.

A todos los que me han prestado su ayuda y no he mencionado.

A todos ellos muchas gracias.

GLOSARIO

- a Parámetro de la función de infiltración de Kostiakov.
- c Velocidad de infiltración estabilizada.
Subíndice que indica valor característico en la adimensionalización.
- C Constante de Chezy.
- DE Distancia de medida de tiempos de avance.
- e Base de los logaritmos neperianos.
- g Aceleración de la gravedad.
- i Velocidad de infiltración.
- k Parámetro de la función de infiltración de Kostiakov.
- K_s Conductividad hidráulica en saturación.
- K_w Conductividad hidráulica.
- L Longitud de la unidad de riego.
Transformada de Lapalce
- n Coeficiente de rugosidad hidráulica de Manning.
- p Parámetro de la función de avance potencial.
- q Caudal de entrada por unidad de anchura.
- r Exponente de la función de avance potencial.
- r_i Residuo de la ecuación de continuidad.
- R_k, R_a Índice de sensibilidad de los parámetros k , y a .
- S Función objetivo.
Pendiente del tablar.
- S_f Pendiente de fricción.
- S_l Sorbtividad capilar.
- t Tiempo.
- t_{co} Tiempo de corte o de aplicación.
- t_{rec} Tiempo de receso.
- t_s Tiempo de avance a la distancia s .
- v Velocidad media en una sección.
- V_{esc} Volumen de escorrentía.
- V_q Volumen entrado.
- V_y Volumen almacenado superficialmente por unidad de anchura.

V_z	Volumen infiltrado por unidad de anchura.
x	Distancia desde el origen. Distancia avanzada (modelo hidrológico).
y	Calado.
y_m	Altura media de agua en superficie.
y_n	Altura de agua en régimen permanente.
z	Volumen de agua infiltrado por unidad de superficie.
δ	Diferencia relativa entre modelo inercia nula e hidrológico.
ε	Error absoluto.
ϵ	Error relativo.
Γ	Función Gamma
θ	Contenido volumétrico de agua.
σ_y	Factor de forma superficial.
σ_z	Factor de forma subsuperficial.
τ	Tiempo de contacto u oportunidad.
Ψ_h	Potencial total de agua.
o	Subíndice que indica valor de la variable en el origen.
*	Supraíndice que indica variable adimensional.
^	Supraíndice que indica valor estimado.

I. INTRODUCCIÓN

CAPITULO I. INTRODUCCION.

Situación del problema.

Actualmente el riego superficial ocupa el primer lugar en cuanto a superficie regada tanto a nivel de Cataluña, como de España y del mundo entero. A pesar de ser el método más extendido y el más antiguo, su desarrollo técnico apoyado en un análisis científico se ha iniciado hace unas pocas décadas, (Israelsen 1932, Lewis y Milne, 1938), debido entre otras razones a la complejidad del fenómeno.

El conocimiento científico actual tiende a profundizar en el estudio de la realidad mediante la realización de modelos matemáticos que son sistemas en los que se plasma la interrelación de las variables que intervienen y permiten ver la influencia de éstas en el resultado final. En esta línea se han desarrollado modelos matemáticos de complejidad creciente para el estudio del riego superficial basados en las ecuaciones que definen el movimiento variable, superficial y subsuperficial del agua (Chen 1970, Sakkas y Strelkoff 1974, Schmitz 1985), de forma que, proporcionando al modelo unas variables de entrada es capaz de predecir el resultado de un riego.

La infiltración es una de las variables de entrada más importantes y a la vez más difícil de determinar, debido a su variabilidad , así como a la dificultad de hacer medidas directas. Normalmente dicha variable se modeliza mediante una relación funcional más o menos compleja, de tipo empírico, entre el tiempo de contacto y la altura de agua infiltrada. La ecuación más frecuentemente utilizada en la bibliografía de riego superficial es la de Kostiakov.

Se entiende por solución del problema inverso el hallar alguno de los parámetros de entrada del modelo a partir de los datos de un riego, y así poder reproducir el fenómeno observado (riego) mediante un modelo de simulación. En el presente trabajo el problema inverso se ha planteado para obtener los parámetros de infiltración.

Desde que se empezaron a plantear los modelos de simulación del riego superficial, ha ido pareja una búsqueda de métodos para estimar los parámetros de infiltración, habiéndose propuesto gran cantidad de ellos (Philip y Farrell, 1964, Christiansen et al. ,1966, Elliott y Walker 1982, Burt et al. 1982, entre otros). Todos ellos se basan en un modelo determinado del riego, y aplicando diversos métodos matemáticos resuelven el problema inverso (A este proceso se le denomina *método inverso*).

Los métodos inversos basados en modelos simples (p.e. modelo hidrológico) tienen la ventaja de su fácil implementación, sin embargo tienen el inconveniente de la imprecisión en la determinación del volumen superficial, lo cual puede tener una repercusión importante en la determinación de la función de infiltración.

Los modelos de simulación complejos (p.e. modelo hidrodinámico) están basados en por un sistema de ecuaciones diferenciales, integradas mediante métodos numéricos. Por tanto los métodos inversos no pueden utilizar métodos de optimización convencionales, teniendo que recurrir a métodos de optimización sin derivadas, en que a partir de unos valores iniciales de los parámetros incógnita buscan el valor de éstos que consigue un mejor ajuste entre el fenómeno medido y el simulado. Todo lo anterior conlleva unos programas informáticos de gran complejidad y con unos resultados no lo suficientemente buenos (Katopodes 1990, Azevedo 1991).

Objetivos.

Los objetivos que se han pretendido cubrir con el presente trabajo son :

- 1.- Desarrollar un procedimiento para el cálculo del volumen superficial durante el avance a partir de las variables independientes, lo cual permitiría mejorar los actuales modelos hidrológicos.

- 2.- Desarrollar un método inverso basado en un modelo hidrológico para la determinación de los parámetros de infiltración y implementarlo en un programa de ordenador.
- 3.- Comprobar la bondad del método, principalmente su precisión y su unicidad a partir de datos simulados.
- 4.- Aplicar el método a evaluaciones de riego reales y compararlo con el resultado de otros métodos.

Ámbito del estudio.

El método de riego objeto de este estudio es el riego por tablares en todas sus variantes de pendiente (nula o no) y escorrentía (libre o no).

El programa desarrollado para la aplicación del método inverso, permite obtener los parámetros de la ecuación de Kostiakov, a partir de los siguientes datos:

- Caudal de entrada ($m^3/min/m$),
- Longitud total de la parcela (m),
- Rugosidad hidráulica (Coeficiente de Manning ($m^{-(1/3)} s$)),
- Pendiente (m/m),
- Tiempos de avance (min), Tiempo de corte,
- Tiempos de receso (min) (optativo),
- Volúmenes de escorrentía (m^3) (optativo).

Como en todo modelo existen unas hipótesis simplificadoras que son las siguientes:

- El caudal de entrada es constante y no hay pérdidas o aportaciones de agua, a lo largo de los contornos del tablar, excepto el final en que puede haber escorrentía libre.

- El tablar tiene una forma rectangular, cuya superficie se supone representada por un plano ideal.

- No existe variabilidad espacial en la geometría de la sección, en la rugosidad, ni en las características de infiltración.

De las hipótesis anteriores, aquellas que se refieren a la ausencia de variabilidad de los factores es imposible que se cumplan estrictamente, sin embargo la mayoría de las parcelas de riego pueden ser representadas por valores medios sin que ello conlleve excesivos errores de modelización.

II. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

CAPITULO II. REVISION BIBLIOGRAFICA

Descripción general del riego por tablares.

El riego por tablares es un tipo de riego superficial en el que el agua cubre toda la superficie del suelo . Se pueden clasificar en dos grupos según exista pendiente longitudinal o no, denominándose tablares de vertido o de inundación, respectivamente. En ambos casos la pendiente transversal es nula.

La unidad de riego está limitada por unos caballones que en el final pueden estar abiertos o no según si se permite la escorrentía libre . Las unidades de riego suelen ser de forma rectangular.

Dicho riego consiste en aplicar agua sobre una superficie porosa no saturada, en que la capacidad de infiltración es menor que el caudal que se aplica, por lo que el agua va avanzando en superficie y a la vez se va humectando el suelo.

En el riego por tablares se pueden distinguir cuatro fases:

1. Fase de avance: se inicia cuando se aplica agua al tablar hasta que el frente de avance llega al final de la parcela.
2. Fase de almacenamiento: dura desde que el agua llega al final de la parcela hasta que se corta el caudal. Esta fase puede no existir si se corta el suministro antes de que el agua llegue al final de la parcela.
3. Fase de vaciado: ocurre desde que se corta el caudal hasta que la altura de agua se hace nula en algún punto de la parcela.

4. Fase de receso: se inicia cuando desaparece el tirante de agua en algún punto de la unidad de riego hasta que desaparece toda el agua de la superficie del tablar.

Se define el tiempo de contacto total como la diferencia entre el tiempo de receso y el tiempo de avance en un punto de la parcela, es por tanto el tiempo que el agua está en contacto con el suelo, el cual influye en la cantidad de agua que se infiltra.

El riego por tablares es por tanto un fenómeno acoplado entre el flujo de agua en lámina libre y el flujo en un medio poroso.

Las variables principales que intervienen en el fenómeno son:

- Caudal por unidad de anchura (q)
- Pendiente (S)
- Longitud de la unidad de riego (L)
- Infiltración (z)
- Rugosidad hidráulica (n)

Durante el riego se generan un perfil de agua superficial y otro subsuperficial, los cuales varían en el espacio y en el tiempo.

Si observamos detalladamente un tablar durante un riego podemos comprobar que el caudal de entrada no suele ser estrictamente constante, la superficie del suelo tiene irregularidades tanto en sentido longitudinal como transversal, la rugosidad también puede variar a lo largo del campo, así como las características de infiltración del suelo, por lo que para su modelización es necesario hacer unas hipótesis simplificadoras de la realidad que permitan un planteamiento abordable.

La mayoría de modelos existentes son deterministas y suponen que los valores de las variables son únicos, pero existen algunos estocásticos (Gonzalez 1991, Juana 1993) que permiten, por ejemplo, simular la influencia de la heterogeneidad del suelo en el resultado de un riego.

En el caso de riego por tablares existen una serie de hipótesis simplificadoras, generalmente aceptadas:

- El movimiento del agua superficial tiene principalmente una componente longitudinal, despreciándose normalmente la transversal (para parcelas muy anchas o con formas irregulares esta hipótesis no es tan válida y existen modelos bidimensionales que permiten simular estas condiciones (Playán 1992)).

- El efecto de rozamiento lateral de los caballones en el movimiento superficial del agua es despreciable debido a que el calado de agua es muy pequeño comparado con la anchura del tablar.

- La infiltración puede ser considerada como unidimensional ya que el volumen de agua infiltrada verticalmente es mucho mayor que el infiltrado en los bordes, además la velocidad del agua en superficie es mucho mayor que la velocidad del agua dentro del suelo.

Ecuaciones del flujo superficial.

El flujo superficial durante el riego es no permanente y gradualmente variado, dicho flujo se rige por las ecuaciones de Saint-Venant (Katopodes y Strelkoff, 1977), que planteadas por unidad de anchura son:

- Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial(vy)}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (2.1)$$

- Ecuación dinámica

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - \left(S - S_f + \frac{v}{2gy} \frac{\partial z}{\partial t} \right) = 0 \quad (2.2)$$

Donde:

- y: profundidad del flujo superficial [L];
- v: velocidad media en la sección [LT⁻¹];
- t: tiempo [T];
- x: distancia a lo largo del tablar [L];
- z: volumen de agua infiltrado por unidad de superficie [L³L⁻²];
- g: fuerza gravitatoria por unidad de masa [LT⁻²];
- S: pendiente del tablar [L L⁻¹];
- S_f: pendiente de fricción [L L⁻¹].

Estas ecuaciones suponen las siguientes hipótesis:

1. Velocidad uniforme en la sección transversal.
2. La pendiente del tablar es pequeña, por tanto se puede suponer $\cos \alpha \approx 1$.
3. Los efectos de fricción del cauce se evalúan con las mismas expresiones empleadas para movimiento permanente y uniforme.
4. La distribución de presiones en una sección es hidrostática.

La solución a estas ecuaciones se puede obtener mediante diversos métodos de integración numérica citados en el apartado de modelos del riego por tablares, así mismo se exponen algunas simplificaciones de éstas ecuaciones.

Ecuaciones del flujo subsuperficial.

El fenómeno de la infiltración es difícil describirlo matemáticamente, incluso en la hipótesis que el suelo sea un medio homogéneo e isótropo, lo cual no siempre se cumple debido a la fisuración o a discontinuidades.

La ecuación de Richards describe el flujo vertical en un suelo no saturado:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial s} \left(K_w \frac{\partial \psi_h}{\partial s} \right) \quad (2.3)$$

Donde:

Ψ_h : Potencial total del agua [L];

θ : contenido volumétrico de agua [L^3L^{-3}];

s : distancia [L];

K_w : conductividad hidráulica [LT^{-1}]

Para plantear dicha ecuación es necesario conocer las características hidrodinámicas del suelo, expresadas por las relaciones entre el potencial total y el contenido de agua $\Psi_h(\theta)$ y entre la conductividad hidráulica y el contenido de agua $K_w(\theta)$, cuya determinación no es sencilla. La resolución de dichas ecuaciones se puede conseguir mediante métodos numéricos (Vauclin et al., 1979).

Las ecuaciones de infiltración simplificadas se pueden clasificar en dos tipos: i) las basadas en parámetros físicos y ii) las ecuaciones empíricas, éstas últimas sólo describen la evolución con el tiempo de la lámina de agua infiltrada y del flujo a través de la superficie del suelo, pero no describen la evolución del contenido de agua o el potencial en el tiempo y en el espacio.

Ecuaciones basadas en parámetros físicos.

Para el caso de infiltración vertical Philip (1957) desarrolló la solución en serie siguiente:

$$z(\theta, t) = \sum_{m=1}^M f_m(\theta) \tau^{\frac{m}{2}} \quad (2.4)$$

Donde:

$z(\theta, t)$: representa la evolución en el tiempo y en el espacio del contenido de agua (θ) [$L^{-3} L^{-3}$].

M : número de términos de la serie.

$f_m(\theta)$: son soluciones de ecuaciones diferenciales ordinarias.

τ : Tiempo de contacto [T].

La altura de agua infiltrada se obtiene por integración de los perfiles $z(\theta, t)$, de aquí se puede deducir la ecuación simplificada de Philip, la cual sólo tiene en cuenta los dos primeros términos de la serie, es decir

$$z(\tau) = S_1 \tau^{\frac{1}{2}} + (K_0 + S_2) \tau \quad (2.5)$$

Donde:

$z(\tau)$: altura de agua infiltrada [L].

S_1 : sorbtividad capilar [$L T^{-0.5}$].

K_0 : conductividad hidráulica a la humedad inicial [LT^{-1}].

S_2 : Parámetro resultante de la integración de $f_2(\theta)$ [LT^{-1}].

Esta simplificación es válida para tiempos cortos pero para tiempos mayores se tendrían que coger más términos de la serie (Haverkamp, 1983).

Existen otras soluciones a la ecuación de Richards:

Parlange et al. (1982) propusieron una ecuación implícita que depende de parámetros físicos como la conductividad en saturación, la sorbtividad y un factor de ponderación entre 0 y 1. Haverkamp et al. (1990) presentaron una mejora de la anterior que tiene en cuenta además otros parámetros como la altura de lámina de agua sobre el suelo y el potencial de entrada del agua en la curva $\Psi_h(\theta)$.

Ecuaciones empíricas.

En este tipo de ecuaciones la altura de agua infiltrada es una función del tiempo de contacto y de unos parámetros empíricos. Las más utilizadas son:

Tabla 2.1. Ecuaciones empíricas de infiltración.

Ecuación	Dimensiones	Límites	Autor
$z = k\tau^a$ (2.6)	$k [LT^{-a}]; a []$	$k > 0; 0 < a < 1$	Kostiakov (1932)
$z = k\tau^a + c\tau$ (2.7)	$k [LT^{-a}]; a [] ; c [LT^{-1}]$	$k > 0; 0 < a < 1; c > 0$	Mezencev (1948) ó Kostiakov modificado
$z = S\tau^{0.5} + A\tau$ (2.8)	$S [LT^{-0.5}]; A [LT^{-1}]$	$S > 0; A > 0$	Philip (1957)
$z = c\tau + b(1 - e^{-r\tau})$ (2.9)	$c [LT^{-1}]; b [L]; r [LT^{-1}]$	$c > 0; b > 0; r > 0$	Horton (1940)
$\tau = (1/c)(z - K \ln((K+z)/K))$ (2.10)	$K [L]; c [LT^{-1}]$	$K > 0; c > 0$	Green y Ampt (1911)

z : altura de agua infiltrada [L^3L^{-2}].

τ : tiempo de contacto [T].

k, a, c, S, A, b, r, K : parámetros de ajuste

Existen unos límites matemáticos que han de cumplir las ecuaciones de infiltración:

$$\lim_{\tau \rightarrow 0} z(\tau) = 0 \qquad \lim_{\tau \rightarrow \infty} z(\tau) = \infty \qquad (2.11)$$

$$\lim_{\tau \rightarrow 0} i(\tau) = \infty \qquad \lim_{\tau \rightarrow \infty} i(\tau) = K_s \qquad (2.12)$$

Donde:

z : altura de agua infiltrada [L^3L^{-2}].

i : velocidad de infiltración [LT^{-1}].

K_s : conductividad hidráulica en saturación [LT^{-1}].

A continuación se comenta sucíntamente cada una de las ecuaciones anteriores:

- La ecuación de Kostiakov (2.6) es una función de tipo potencial. El parámetro a influye en la forma de la función, cuando $a = 0$ la función es una recta horizontal $z(t) = k$, cuando $a = 1$ es una recta de pendiente constante igual a k , para valores intermedios es una curva de mayor o menor pendiente. El valor de k representa la altura de agua infiltrada para el tiempo unidad (Ver fig. 2.1).

Estas distintas formas se pueden asociar a distintos comportamientos del suelo, cuando $a = 0$ sería el caso de un suelo fisurado y con poca estabilidad estructural donde infiltra una determinada cantidad de agua de forma rápida pero luego se vuelve muy poco permeable. Cuando $a = 1$ sería el caso de un suelo arenoso donde no intervienen fuerzas capilares y el flujo se debe a la fuerza gravitatoria. Los valores intermedios de a serían para suelos con características intermedias de los citados anteriormente.

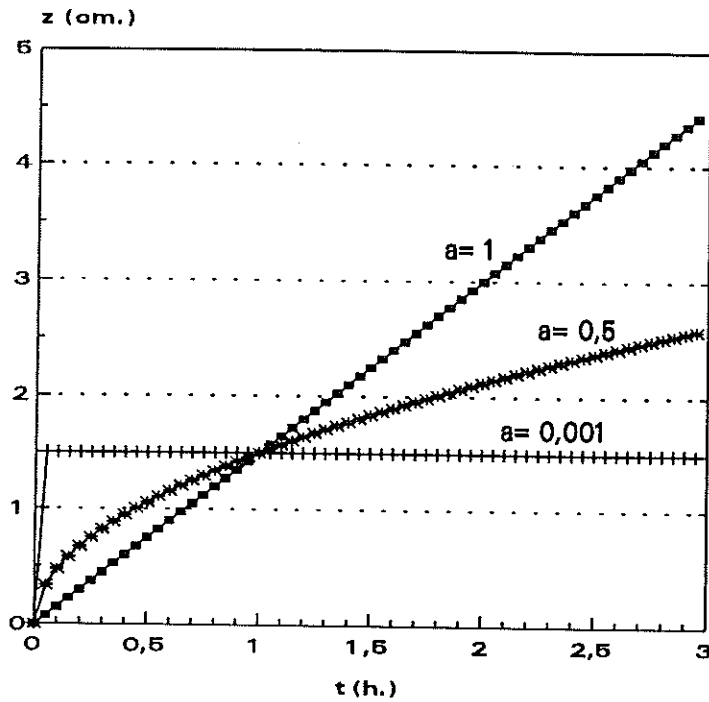


Figura 2.1. Evolución de la forma de Kostiakov según el valor de a , para $k = 1,5 \text{ cm/h}^2$.

La derivada de la ecuación de Kostiakov nos da la velocidad de infiltración:

$$i(\tau) = \frac{k a}{\tau^{1-a}} \quad \lim_{\tau \rightarrow \infty} i(\tau) = 0 \quad (2.13)$$

donde vemos que para tiempos muy grandes la velocidad de infiltración tiende a cero y por tanto teóricamente se infraestima respecto a la velocidad de infiltración estabilizada, Kostiakov consciente de esta limitación propuso un valor para el rango máximo de tiempos:

$$\tau_{\max} = \left(\frac{k a}{K_s} \right)^{\frac{1}{1-a}} \quad (2.14)$$

- La ecuación de Mezencev (2.7) es una ligera modificación de la ecuación de Kostiakov que corrige la limitación antes comentada añadiendo un tercer parámetro, el cual teóricamente debe tener un valor próximo al de la conductividad hidráulica en saturación.

- Las ecuaciones de Philip (2.8) y Green y Ampt (2.10) han sido deducidas a partir de consideraciones de tipo físico con algunas simplificaciones. Si se intentan medir los parámetros físicos de dichas ecuaciones (p.e. la sorbtividad) presentan problemas de ajuste en ambas ecuaciones, la ecuación de Philip falla para tiempos grandes (Haverkamp, 1983). La ecuación de Green y Ampt también presenta problemas para la determinación de uno de los parámetros (Swartzendruber, 1974). Sin embargo en ambas ecuaciones se pueden tomar los parámetros como parámetros de ajuste y realizar una regresión no lineal por mínimos cuadrados (Snedecor y Cochran, 1980) entre la altura infiltrada y el tiempo de contacto.

- En la ecuación de Horton (2.9) vemos que a medida que aumenta el tiempo el segundo término se hace pequeño y el primero crece linealmente. La derivada de dicha ecuación es:

$$i(\tau) = c + bre^{-r\tau} \quad (2.15)$$

donde se comprueba que el límite cuando τ tiende a cero es distinto de infinito:

$$\lim_{\tau \rightarrow 0} i(\tau) = c + br \quad (2.16)$$

Modelos del riego por tablares.

Según Basset (Basset et al., 1980) un modelo en riego superficial es todo mecanismo basado en la hidráulica del fenómeno que da información rápida, fiable y económica de cómo se desarrollará el riego bajo determinadas condiciones.

Katopodes y Strelkoff (1977) propusieron una serie de condiciones que debe cumplir todo modelo de riego superficial: poseer una base teórica y estar libre de empirismo; numéricamente consistente, estable, y preciso; físicamente completo; simple de programar y económico de operar.

Se pueden distinguir tres grupos de modelos en el riego por tablares según su complejidad físico-matemática: el modelo hidrológico, el modelo hidrodinámico y el modelo completo, en la Tabla 2.2 se puede ver las ecuaciones en las que se basan.

Tabla 2.2 : Ecuaciones básicas de los modelos de simulación de riego superficial.

	Flujo Superficial	Flujo Subsuperf.
Mod. hidrológico	ec. continuidad, forma integral (2.17)	ec. empírica (2.6 a 2.10)
Mod. hidrodinámico	ecs. Saint Venant (2.1 y 2.2)	ec. empírica (2.6 a 2.10)
Mod. completo	ecs. Saint Venant (2.1 y 2.2)	ec. Richards (2.3)

A continuación se describen cada uno de estos modelos y los diversos métodos de resolución propuestos.

Modelo hidrológico

Este modelo está basado en la ecuación de continuidad expresada en forma integral. Esta ecuación, planteada **durante la fase de avance**, establece que el volumen entrado es igual al volumen almacenado superficialmente más el volumen infiltrado.

$$q = \int_0^x y(s,t) ds + \int_0^x z(s,t) ds \quad (2.17)$$

Donde:

- q : caudal de entrada por unidad de anchura [L^2T^{-1}];
- y : calado en un punto a distancia s del origen y en un instante t [L](Fig. 2.2);
- z : altura de agua infiltrada en el punto s en el instante t [L] (Fig. 2.2)
- x : distancia avanzada [L].

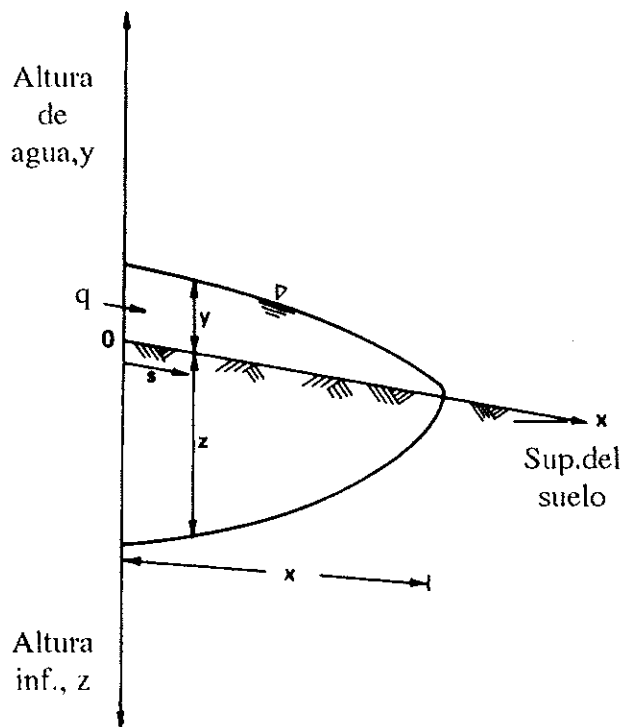


Figura 2.2. Esquema del frente de avance.

En las líneas siguientes se desarrollan cada uno de los términos de dicha ecuación:

Volumen entrado.

Es el producto del caudal medio de entrada por el tiempo.

Volumen superficial.

Se calcula por integración de las alturas de agua a lo largo de la distancia. El perfil del agua superficial depende de fuerzas gravitatorias, de presión, de fricción y de las resultantes de inercia, así como de la infiltración. En la presente aproximación, al prescindirse de la ecuación dinámica no puede conocerse dicho perfil y, por tanto, se estima mediante una altura media constante a lo largo de la longitud avanzada, con lo que el primer término de la ecuación (2.17) se sustituye por:

$$V_y = \int_0^x y(s,t) ds = y_m(t) x \quad (2.18)$$

Donde:

V_y : Volumen almacenado superficialmente por unidad de anchura [L^2],
 y_m : altura media superficial [L].

La altura media de agua depende del caudal de entrada, pendiente, rugosidad hidráulica, de las características de infiltración del suelo y de la distancia avanzada (o el tiempo).

$$y_m = f(q, S, n, k, a, x) \quad (2.19)$$

A continuación se presentan una serie de expresiones empíricas para el cálculo de éste volumen :

- Fok y Bishop (1965)

Suponiendo una función de avance de tipo potencial , estos autores proponen la siguiente ecuación:

$$V_y(x) = \frac{1}{1+r} y_0 x \quad (2.20)$$

Donde:

r : exponente de la función de avance potencial (ec. 2.43)

y_0 : altura de agua en el origen (m)

x : distancia de avance (m)

Teniendo en cuenta una relación empírica observada por estos autores entre r y a (a : exponente de la ecuación de Kostiakov):

$$r = e^{-0.6a} \quad (2.21)$$

La ecuación (2.20) se transforma en:

$$V_y(x) = \frac{1}{1 + e^{(-0.6a)}} y_0 x \quad (2.22)$$

- Chen (1965)

Este autor propone una expresión para calcular el factor de forma σ_y . Dicho factor de forma permite hallar y_m a partir de y_0 (altura de agua en el origen). En los modelos hidrológicos la hipótesis más frecuente es que $y_0 = y_n$, siendo y_n el calado en régimen permanente y uniforme.

$$V_y = y_m x = \sigma_y y_0 x \Rightarrow \sigma_y = \frac{y_m}{y_0} \quad (2.23)$$

La expresión propuesta por Chen es función del tiempo de riego:

$$\sigma_Y = 1 - \left(1 - \left(\frac{C^2 S}{g}\right)^{1/3}\right) e^{-c't} \quad (2.24)$$

Donde:

C : constante de Chezy ($m^{1/2}/s$)

S : pendiente (m/m)

g : constante de aceleración (m/s^2)

t : tiempo de riego (min)

c' : constante igual a $1/60$

- Ramsey y Fangmeier (1978), determinaron empíricamente el valor de un coeficiente de forma para surcos ($\sigma_y = 0.77$).

Girousse, J.C. (1987) efectuó una serie de ensayos de campo en surcos y estimó un error medio de medida del volumen superficial del 14% . Comparó también los resultados experimentales con las fórmulas propuestas anteriormente, obteniendo unos errores relativos de 30.3% y 20.2% para las fórmulas de Fok y Bishop y la de Chen respectivamente.

Por tanto, a pesar de ser expresiones más o menos complejas, no proporcionan resultados aceptables.

Monserrat et. al. 1991, realizaron unos ensayos con una sonda de ultrasonidos para la medida de la evolución de la altura de agua en un punto y la posible determinación del volumen superficial. Los resultados no fueron aceptables debido a la insuficiente precisión del aparato utilizado y su sensibilidad a la

variación de la temperatura.

Volumen infiltrado.

Se calcula como la suma de los volúmenes infiltrados por unidad de superficie (alturas de agua) (z), a lo largo de la longitud. Dicha altura se calcula a partir de una ley de infiltración empírica, que se supone la misma para toda la unidad de riego, y que es función del tiempo de contacto $\tau = (t - t_s)$ siendo t un instante cualquiera mayor que t_s , y t_s el tiempo de avance en el punto s . Por tanto:

$$V_z = \int_0^x z(t,s) ds = \int_0^x z(t-t_s) ds \quad (2.25)$$

Las ecuaciones (2.17), (2.18), y (2.25) dan lugar a la ecuación de Lewis y Milne (1938).

$$q = y_m \left[x + \int_0^x z(t-t_s) ds \right] \quad (2.26)$$

En dicha ecuación, el término del volumen infiltrado es una integral a lo largo de la distancia de una función dependiente del tiempo (z), por lo que para resolverla analíticamente se necesitaría una relación funcional entre la distancia avanzada y el tiempo $x(t)$, además de la función de infiltración.

Dentro de los métodos propuestos para resolver la ecuación de Lewis y Milne (Se explican detalladamente más adelante), existen dos grandes grupos según supongan o no una relación funcional concreta para el avance. Entre los primeros están: Kiefer (1959), Fok y Bishop (1965). Y entre los segundos están: Hall (1956), Philip y Farrell (1964), Wilke y Smerdon (1965), Hart et al. (1968). Según Farrell la ecuación (2.26) define la interrelación entre tres funciones: (1) la función de infiltración, (2) la función de avance $x(t)$ y (3) la función del volumen superficial $y_m(t)$. Se puede suponer la relación funcional (p.e. exponencial, potencial, lineal...) para dos de ellas, y a partir de la ecuación de continuidad

obtener la tercera. Sin embargo suponer una relación funcional para las tres es sobrecondicionar el problema.

Walker y Skogerboe (1987), estiman que para tiempos pequeños el avance o la infiltración debe dejarse con relación funcional indeterminada, mientras que para tiempos grandes no existe inconveniente en suponer una determinada relación funcional.

La estimación del Volumen superficial para tiempos grandes también parece más fiable debido a las hipótesis simplificadoras realizadas, que suponen un régimen permanente y uniforme.

En un principio, la ecuación de continuidad se utilizó para predecir el avance suponiendo una ley de infiltración conocida, lo cual permitía el diseño de parcelas de riego. Más adelante se planteó el problema inverso, es decir, hallar los parámetros de la función de infiltración a partir de un avance conocido, lo cual se expone en apartados posteriores.

A continuación se exponen algunas de las soluciones propuestas a la ecuación de continuidad suponiendo una función de infiltración conocida y el avance como incógnita.

Solución de Israelsen (1932):

Este autor planteó la ecuación de continuidad en forma diferencial, suponiendo una velocidad de infiltración constante:

$$q dt = \sigma_y y_0 dx + c x dt \quad (2.27)$$

Donde:

c: velocidad de infiltración constante; [L·T⁻¹].

La integración de esta ecuación diferencial da lugar a una expresión de tipo exponencial que permite calcular los tiempos de avance.

$$x = \frac{q}{c} (1 - e^{-\frac{c}{\sigma_y y_0} t}) \quad (2.28)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} x(t) = \frac{q}{c}$$

Bajo estas hipótesis se comprueba que la curva de avance tiene una asíntota vertical.

Solución recursiva de Hall (1956).

Partiendo de las mismas hipótesis que Lewis y Milne (1938) y para una función de infiltración conocida cualquiera. Resuelve la ecuación de continuidad para un incremento finito de tiempo (Δt) constante; por tanto, los Δx resultantes serán decrecientes a medida que avanza el agua.

La figura 2.3 muestra gráficamente el procedimiento de cálculo seguido. El primer incremento se calcula mediante:

$$\Delta x = \frac{q \Delta t}{\sigma_y Y_0 + j z_1} \quad (2.29)$$

Donde:

j : es el factor de forma subsuperficial de la última
área ABC

celda $j = \frac{\text{área ABC}}{\text{área ABEC}}$.

z_1 : altura de agua infiltrada en el origen ($t = \Delta t$); [L].

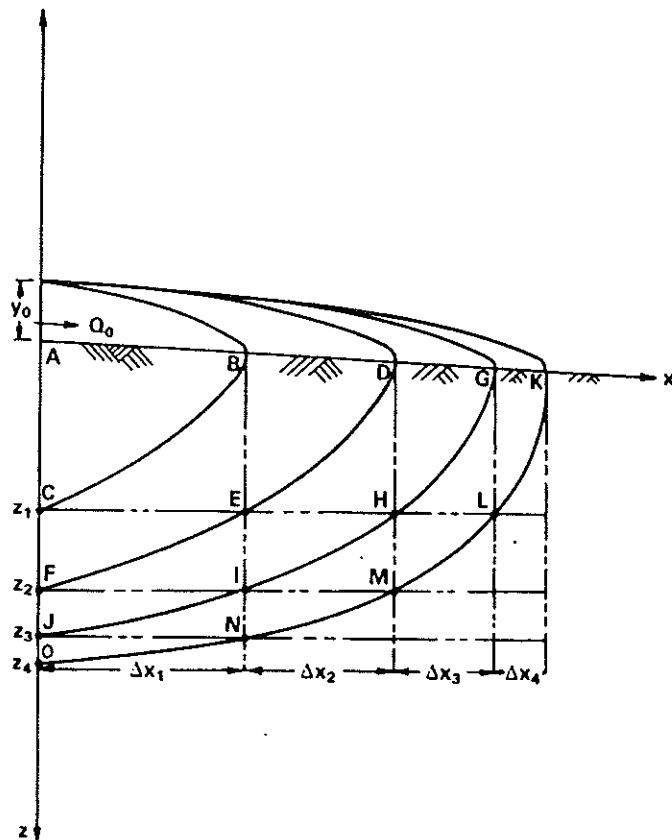


Figura 2.3. Esquema del método recursivo de Hall.

En los siguientes pasos se calcula el incremento de volumen entrado y se iguala al incremento en volumen superficial ($y_0 \cdot \Delta x_i$) más el incremento de volumen infiltrado, que se determina aplicando la regla del trapecio. Por ejemplo, en el instante $t = 2 \cdot \Delta t$, el incremento de volumen infiltrado corresponderá al área BDEFC, para lo cual necesitamos conocer z_1 , z_2 y Δx_1 (de ahí el nombre de recursivo); con esto valores hallamos Δx_2 .

En este método, el factor de forma subsuperficial de la última celda (j) se supone constante, mientras que observando la figura 2.3 se ve que varía. No obstante, este método tiene la ventaja de adaptarse a cualquier función de infiltración o cambio de las hipótesis de cálculo.

Varios autores se han basado en este método, completándolo para las otras fases del riego; Strelkoff (1977), Ley T. W. (1978), Essafi (1983), y Rayej y Wallender (1987) para el caso de variabilidad espacial de la infiltración, en todos ellos se utiliza la función de Kostiakov.

Rendon-Pimentel (1987) desarrolló un modelo con la ecuación de Haverkamp et al. (publicada más tarde en 1990) la cual depende de seis parámetros, con sentido físico.

Solución de Philip y Farrell.

La primera solución analítica de la ecuación de Lewis-Milne (1938) apareció veinticinco años después, desarrollada por Philip y Farrell (1964).

La transformada de Laplace se define por:

$$L[F(t)] = \int_0^{\infty} e^{-st} F(t) dt = f(s) \quad (2.30)$$

Donde:

t : variable de integración.

s : parámetro.

$F(t)$: función de t .

La transformada inversa se define como: $L^{-1}[f(s)] = F(t)$.

Teniendo en cuenta el teorema de la convolución y aplicando la transformada de Laplace a la ecuación (2.26), resulta:

$$\frac{q}{s^2} = y_m L[x(t)] + s L[x(t)] L[z] \quad (2.32)$$

$$\frac{q}{s^2} = L[x(t)] y_m + s L[z] \quad (2.33)$$

$$x(t) = q L^{-1} \frac{1}{y_m + s^2 + s^3 L[z]} \quad (2.34)$$

La solución de esta ecuación para la función de Kostiakov es una serie de la forma :

$$x(t) = \frac{qt}{y_m} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\left(\frac{-kt^a}{y_m} \Gamma(1+a) \right)^n}{\Gamma(2+na)} \quad (2.35)$$

Donde:

$\Gamma()$: función gamma.

n : número entero.

Aunque la serie (2.35) es convergente, lo hace muy lentamente para tiempos grandes, como los que se dan normalmente en un riego. Philip y Farrell (1964) proponen desarrollos asintóticos para tiempos cortos y para tiempos largos.

Wilke y Smerdon (1965) aproximaron el problema calculando los primeros cuatrocientos términos de la serie para el rango de valores de a y de $0 < t^a < 10$. Representando los valores en unos ejes de t/x versus t^a , resultan unas rectas cuya pendiente era el factor de forma para el volumen infiltrado (σ_2), el cual se vió que estaba correlacionado con a mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \frac{0.618 - 0.142 \ln a}{\ln a} \quad (2.36)$$

Solución de Hart et al. (1968).

Estos autores tomaron como función de infiltración la ley de Kostiakov y adimensionalizaron la ecuación de Lewis y Milne (2.26), resultando:

$$x^* = t^* - t^{*a+1} \int_0^1 (1 - \alpha)^a \frac{dx^*}{dt^*} \Big|_{\alpha t} d\alpha \quad (2.37)$$

$$\alpha = \frac{t_s^*}{t^*}$$

El término $(1 - \alpha)^a$ es una función de Kernel, que varía su comportamiento desde una línea recta cuando $a = 1$, hasta una función convexa para $a < 1$.

La ecuación (2.37) la resolvieron numéricamente representando gráficamente la función de avance $x^*(t^*)$ para distintos valores de a .

Por otra parte resolvieron analíticamente la ecuación (2.37) para dos casos particulares, para tiempos pequeños y grandes:

a) Tiempos pequeños (donde $z_0 \ll y_m$), siendo z_0 la altura de agua infiltrada en el origen. La ecuación de avance es:

$$x^* \cong t^* \left(1 - \frac{t^{*a}}{a+1} \right) \quad (2.38)$$

cuando $t^* \rightarrow 0$ $x^* = t^*$, que sería una recta asintótica para distintos valores de a .

b) Tiempos grandes (donde $z_0 \gg y_m$):

$$x^* \approx \frac{\text{sen}(\pi a)}{\pi a (1-a)} t^{*(1-a)} \quad (2.39)$$

La cual es una función de tipo potencial, hipótesis tomada para toda la curva de avance por (Fok y Bishop,1965).

Estos mismos autores calcularon el coeficiente σ_z , que tiene un significado equivalente a σ_y , pero aplicado al perfil del agua infiltrada. Obteniendo la expresión:

$$V_z = z_m x = \sigma_z z_0 x$$

$$\sigma_z(t^*, a) = \frac{x^*}{t^{*a}} \quad (2.40)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (2.38), (2.39) y (2.40) se puede obtener la expresión analítica de la función σ_z , para tiempos pequeños i), y para tiempos grandes ii).

i)

$$\sigma_z = \frac{1}{1+a} \quad (2.41)$$

ii)

$$\sigma_z = \frac{(1-a) \pi a}{\text{sen } \pi a} \quad (2.42)$$

Solución de Fok y Bishop.

Fok y Bishop (1965) propusieron resolver la ecuación (2.26) suponiendo que el avance se ajustaba a una función potencial del tipo:

$$x = p t_s^r \tag{2.43}$$

donde: p, r : parámetros empíricos
cuya derivada es :

$$dx = p r t_s^{r-1} dt_s \tag{2.44}$$

La integral que representa el volumen infiltrado en la ecuación (2.26), suponiendo la ecuación de kostiakov y (2.43), se transforma en:

$$V_z = \int_0^t k(t-t_s)^a p r t_s^{r-1} dt_s \tag{2.45}$$

la cual, realizando un desarrollo en serie del binomio $(t - t_s)^a$ resulta:

$$V_z = k p r \int_0^t (t^a - a t^{a-1} t_s + \frac{a(a-1)}{2!} t^{a-2} t_s^2 - \dots) t_s^{r-1} dt_s \tag{2.46}$$

$$= k p r t^a t^r \left(\frac{1}{r} - \frac{a}{r+1} + \frac{a(a-1)}{2(r+2)} - \dots \right) \tag{2.47}$$

$$= z_0 x r \left(\frac{1}{r} - \frac{a}{r+1} + \frac{a(a-1)}{2(r+2)} - \dots \right) \tag{2.48}$$

teniendo en cuenta (2.40) y (2.48)

$$\sigma_z = \left(\frac{1}{r} - \frac{a}{r+1} + \frac{a(a-1)}{2(r+2)} - \dots \right) \tag{2.49}$$

El valor de σ_z se puede aproximar según Kiefer (1954) a:

$$\sigma_z \approx \frac{a - ((a - 1) r) + 1}{(a + 1)(r + 1)} \quad (2.50)$$

La ecuación (2.26) se transforma en:

$$q t = \sigma_y y_0 x + \sigma_z k t^a x \quad (2.51)$$

sustituyendo (2.50) en (2.51) resulta una ecuación implícita que permite hallar la distancia avanzada para un determinado tiempo, teniendo como incógnitas: x y r ; dicha ecuación puede resolverse mediante un método iterativo (Walker y Skogerboe, 1987) pudiéndose utilizar la ecuación (2.22) como valor inicial para r .

Como demostraron Hart et al. (1968) la relación potencial no es correcta para tiempos pequeños (ec. 2.38); sin embargo, con fines de evaluación de riego y para condiciones concretas, se ha comprobado que da resultados aceptables.

Modelo hidrodinámico

Está basado en las ecuaciones de Saint-Venant (2.1 y 2.2) con la ecuación dinámica más o menos simplificada unida a una ley de infiltración empírica .

Estos modelos tienen una mayor complejidad físico-matemática que les permite simular gran variedad de condiciones hidráulicas de superficie. Sin embargo para que la simulación del riego sea correcta la función de infiltración escogida ha de ser representativa de la parcela.

Según la simplificación de la ecuación dinámica se pueden establecer tres subgrupos:

Modelo hidrodinámico completo.

En este modelo se parte de las ecuaciones de Saint-Venant completas y una ley de infiltración empírica.

Existen diversas versiones que se distinguen por utilizar diversas leyes de infiltración empírica, así como en el método de integración de las ecuaciones diferenciales (método de las características, diferencias finitas, elementos finitos, etc.).

Tabla 2.3. Diferentes versiones del modelo hidrodinámico completo.

Autor	Ley de infiltración
Kinkaid et al. (1972) Sakkas y Strelkoff (1974) Basset y Fitzsimmons (1976) Katopodes y Strelkoff (1977) Schmitz et al. (1985)	Kostiaikov Mezencev Kostiaikov Kostiaikov Parlange et al.

Modelo de inercia nula.

La simplificación respecto al modelo hidrodinámico consiste en despreciar los términos de inercia en la ecuación dinámica (ec. 2.2), resultando la ecuación:

$$\frac{\partial y}{\partial x} - (S - S_f) = 0 \quad (2.52)$$

La función de infiltración es también empírica. Dicha simplificación en el flujo superficial no supone pérdida de precisión porque las velocidades del agua son pequeñas; a pesar de ello, el esfuerzo de programación y el tiempo de ejecución son parecidos respecto al modelo hidrodinámico.

Katopodes y Strelkoff (1977) muestran que la simulación de un riego con las ecuaciones de Saint-Venant completas o con la simplificación de inercia nula son prácticamente iguales y además esta diferencia es tanto menor cuanto menor sea el número de Froude.

Un modelo de este tipo fue realizado por Strelkoff y Katopodes (1977), donde utilizaban una función de infiltración empírica de Kostiakov.

Modelo de onda cinemática.

En este caso la ecuación dinámica se simplifica aun más, quedando:

$$S=S_f \quad (2.53)$$

En la cual, S_f (pendiente de fricción) se halla a partir de una ecuación de régimen permanente (Chezy, Manning). Al no tener en cuenta cómo varía la altura de agua con la distancia, no se puede conocer de manera precisa la forma del perfil de agua superficial, ni el volumen almacenado superficialmente.

Katopodes y Strelkoff (1977) comprobaron que esta simplificación produce resultados no muy precisos cuanto menor es la pendiente y menor es la longitud del tablar. Normalmente se da como valor límite de pendiente 0.00025 (Da Costa, 1987).

En la tabla 2.4 se pueden ver algunos de estos modelos para riego por tablares.

Tabla 2.4. Diferentes versiones del modelo de onda cinemática.

Autor	Ley de infiltración
Chen (1970) Smith (1972) Cunge y Woolhiser (1975) Singh y Ram (1983)	Kostiakov Mezencev Kostiakov Kostiakov

Modelo completo.

Está basado en la resolución de las ecuaciones para el escurrimiento unidimensional en superficie de Saint-Venant y la ecuación de Richards para el movimiento del agua en un medio poroso no saturado. Al estar basado totalmente en parámetros físicos permite simular el riego fiablemente para un cambio en las características hidrodinámicas superficiales o subsuperficiales.

A pesar de esta ventaja evidente, posee algún inconveniente, como por ejemplo:

- La determinación de las características hidrodinámicas del suelo, indispensables para resolver las ecuaciones de Richards, es pesada.
- Existencia de una importante variabilidad espacial de estos parámetros no contemplada en los modelos.

Schmitz (1987) realizó un modelo completo para riego por tablares y Tabuada (1989) para riego por surcos. Se trata de programas complejos y con un tiempo de resolución considerable.

Adimensionalización del modelo hidrodinámico

La adimensionalización (Shames, 1970) es un proceso puramente matemático frecuentemente aplicado en mecánica de fluidos. Una de sus ventajas es reducir el número de variables que controlan un fenómeno, simplificando su análisis, sin embargo tiene el inconveniente de que las variables adimensionales no tienen significado físico directo.

El modelo hidrodinámico completo (ecs. 2.1 y 2.2) del riego por tablares depende de ocho variables, las cuales figuran en la siguiente matriz dimensional:

$$\begin{array}{cccc}
 & [L] & [M] & [T] \\
 x & 1 & 0 & 0 \\
 y & 1 & 0 & 0 \\
 t & 0 & 0 & 1 \\
 v & 1 & 0 & -1 \\
 S & 0 & 0 & 0 \\
 n & -\frac{1}{3} & 0 & 1 \\
 k & 1 & 0 & -a \\
 a & 0 & 0 & 0
 \end{array} \tag{2.54}$$

Aplicando el teorema de Buckingham del análisis dimensional se puede obtener cual es el número de variables adimensionales a que se puede reducir el problema. En la matriz anterior vemos que todas las variables dependen como máximo de dos variables fundamentales ([L] y [T]) por tanto el número de variables adimensionales son seis (8-2).

Para adimensionalizar las ecuaciones de Saint-Venant se ha de sustituir cada variable por el producto de un valor adimensional (*) y un valor característico (,).

$$q=q^* q_c; y=y^* Y_c; v=v^* V_c; x=x^* X_c; t=t^* T_c \dots \quad (2.55)$$

Katopodes y Strelkoff (1977) propusieron una serie de parámetros característicos basados en la condición de régimen permanente del flujo superficial, tomando como caudal característico el caudal unitario de entrada en la unidad de riego. La altura característica es la altura normal para las condiciones de caudal, rugosidad y pendiente existentes. Para la escala de tiempo se tomó un tiempo basado en las condiciones del flujo superficial.

Dado que el orden de magnitud de las alturas de agua superficial e infiltrada es muy diferente respecto de la longitud avanzada, se creó una escala diferente a partir de una longitud característica X_c . Resultando las siguientes ecuaciones,

$$q_c = q_0; Y_c = y_n = \left(\frac{q n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}}; V_c = \frac{q_0}{y_n} \quad (2.56)$$

$$X_c = \frac{y_n}{S}; T_c = \frac{X_c}{V_c} = \frac{y_n^2}{q_0 S} \quad (2.57)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.55), (2.56) y (2.57) en (2.1) y (2.2) resulta:

$$\frac{\partial y^*}{\partial t^*} + v^* \frac{\partial y^*}{\partial x^*} + y^* \frac{\partial v^*}{\partial x^*} + a k^* \tau^{*a-1} = 0 \quad (2.58)$$

$$F_n^2 \left(\frac{\partial v^*}{\partial t^*} + v^* \frac{\partial v^*}{\partial x^*} - \frac{v^*}{2y^*} a k^* \tau^{*(a-1)} \right) + \frac{\partial y^*}{\partial x^*} = P \left(1 - \frac{v^{*2}}{y^{*\frac{4}{3}}} \right) \quad (2.59)$$

en las cuales

$$F_n = \frac{q^2}{g y_n^3} \quad (2.60)$$

$$k^* = k \frac{T_c^a}{y_n} \quad (2.61)$$

$$P = \frac{S X_c}{Y_c} \quad (2.62)$$

Teniendo en cuenta (2.56) y (2.57) resulta :

$$P = 1 \quad ; \quad k^* = k q^{\frac{a-3}{5}} n^{\frac{6a-3}{5}} S^{\frac{3-16a}{10}} \quad (2.63)$$

Al ser $F_n^2 \ll 1$ en el riego por tablares, los términos de inercia son despreciables, resultando las ecuaciones del modelo de inercia nula :

$$\frac{\partial y^*}{\partial t^*} + v^* \frac{\partial y^*}{\partial x^*} + y^* \frac{\partial v^*}{\partial x^*} + a k^* \tau^{*a-1} = 0 \quad (2.64)$$

$$\frac{\partial y^*}{\partial x^*} = 1 - \frac{v^{*2}}{y^{*3}} \quad (2.65)$$

En el sistema resultante aparecen seis variables, de las cuales dos son parámetros de entrada (k^* y a) , otras dos x^*, t^* son variables independientes, y v^*, y^* son variables dependientes. Las variables independientes están acotadas por valores límite $t = t_{co}^*$, $x = L^*$. Si analizamos solamente la fase de avance y antes de que se corte el agua, el fenómeno queda gobernado únicamente por los dos

parámetros de entrada, a partir de los cuales se pueden obtener las variables dependientes como son el perfil de agua en superficie y el infiltrado, a lo largo del tiempo.

En el caso de pendiente nula no es posible calcular la altura normal (ec. 2.56), por tanto es necesario considerar otros valores característicos, Clemmens y Strelkoff (1979) propusieron los siguientes:

$$T_c = t_{co} ; X_c = \frac{q^{\frac{7}{16}} t_{co}^{\frac{13}{16}}}{n^{\frac{3}{8}}} ; Y_c = q^{\frac{9}{16}} t_{co}^{\frac{3}{16}} n^{\frac{6}{16}} ; S_c = \frac{Y_c}{X_c} \quad (2.66)$$

Adimensionalizando las ecuaciones (2.1) y (2.2) aparecen seis variables adimensionales, x^* , y^* , t^* , v^* , k_0^* , S^* resultando la expresión de las dos últimas :

$$k_0^* = \frac{k t_{co}^{a-\frac{3}{16}}}{q^{\frac{9}{16}} n^{\frac{3}{8}}} ; S^* = \frac{S}{S_c} \quad (2.67)$$

En el riego por inundación $S^* = 0$, por lo que el fenómeno queda gobernado por dos parámetros de entrada k_0^* , a . El resto son variables internas del proceso. La variable x^* está acotada por el valor de L^* , el cual solo es necesario si se estudian fases posteriores a la de avance. Por tanto vuelven a quedar únicamente dos parámetros independientes.

Problema inverso: identificación de los parámetros de infiltración.

En el apartado de Situación del problema (Cap. I) se ha expuesto el concepto de solución del problema inverso.

Los métodos utilizados para el cálculo de los parámetros de infiltración van desde expresiones analíticas, ajustes gráficos, métodos numéricos más o menos complejos, hasta métodos de optimización.

Los métodos de optimización se caracterizan por tomar las ecuaciones del modelo teniendo como incógnitas los parámetros de infiltración, y se intenta minimizar, mediante procesos iterativos, las diferencias del modelo respecto a alguna de las variables del fenómeno, por ejemplo : tiempos de avance, perfil superficial del agua, o hidrograma de escorrentía. Tienen como ventaja que el procedimiento de resolución es numérico y, por tanto se adapta para cualquier tipo de función de infiltración, y no tienen porque suponer una relación funcional determinada para el avance.

Como inconveniente se podría citar que necesitan una potencia de cálculo mayor que los otros; sin embargo, con la actual difusión de ordenadores personales, este inconveniente se ve soslayado.

Métodos diversos

Métodos que suponen una función de avance potencial.

En estos métodos la integral para calcular el volumen infiltrado se aproxima mediante un factor σ_z (ec. 2.50) que se calcula con la hipótesis de que el avance se ajusta a una función potencial. El modelo de que se parte es el hidrológico suponiendo que la infiltración cumple la ecuación de Kostiakov.

Christiansen et al. (1966), proponen un método de ajuste gráfico. A partir de la ecuación,

$$\frac{q t}{x} - \sigma_y y_0 = \sigma_z k t^a \quad (2.68)$$

y de datos tomados en campo de caudal, avance e y_0 , se puede representar en ejes logarítmicos el término de la izquierda de la ecuación (2.68) versus t . La

pendiente de la recta de ajuste será el valor de a , y la intersección con la recta $t=1$ nos dará $\sigma_z k$, de donde se puede calcular k .

Elliott y Walker (1982) proponen una solución analítica a la ecuación (2.68) pero partiendo de la ecuación de Mezencev o Kostikov modificada. Se plantea la ecuación (2.68) sólo en dos puntos, mitad (x_1, t_1) y final de parcela (x_2, t_2) . Dividiendo ambas ecuaciones y despejando k y a , resulta:

$$a = \frac{\ln(\alpha/\beta)}{\ln(t_2/t_1)} ; k = \frac{\alpha}{\sigma_z t_2^a} \quad (2.69)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{q t_2}{x_2} - \sigma_y y_0 - \frac{c}{r+1} t_2 \quad (2.70)$$

$$\beta = \frac{q t_1}{x_1} - \sigma_y y_0 - \frac{c}{r+1} t_1 \quad (2.71)$$

Siendo r : exponente de la función de avance potencial
 c : velocidad de infiltración estabilizada

el cálculo de la velocidad de infiltración estabilizada lo proponen a partir de la siguiente expresión:

$$c = \frac{q - q_s}{L} \quad (2.72)$$

Donde:

c : velocidad de infiltración estabilizada; [L T⁻¹]

q : caudal de entrada unitario ; [L² T⁻¹]

q_s : caudal de escorrentía estabilizado; [L² T⁻¹]

L : longitud de la parcela; [L]

Dicha c es difícil de obtener en parcelas de riego convencionales porque, o bien no se permite la escorrentía, o si se permite no es durante el tiempo necesario para que se establezca el caudal de salida.

Método numérico basado en el modelo hidrológico.

Burt et al. (1982) proponen un método iterativo, basado en el modelo hidrológico planteado en dos puntos para calcular los parámetros k y a de Kostiakov.

$$\frac{q t_1 - \sigma_y y_0 x_1}{q t_2 - \sigma_y y_0 x_2} = \frac{\int_0^{x_1} k(t_1 - t_s)^a ds}{\int_0^{x_2} k(t_2 - t_s)^a ds} \quad (2.73)$$

El término de la izquierda es conocido a partir de datos de campo y en el término de la derecha, las integrales pueden calcularse por la regla del trapecio, iterando para distintos valores de a . El valor de k se puede hallar por:

$$k = \frac{q t_2 - y_m x_2}{\int_0^{x_2} (t_2 - t_s)^a ds} \quad (2.74)$$

Los autores del método suponían una función de avance exponencial y una ley de infiltración de Kostiakov; una modificación de este método propuesta por Monserrat y Barragán (1991) no necesita suponer una relación funcional de avance y el volumen superficial se calcula a partir de tres medidas de altura de agua a lo largo del campo, aplicando la regla del trapecio, excepto en los últimos 10 m. del frente de avance, en donde se aplica un coeficiente de forma de 0.77.

A pesar de la mayor flexibilidad que representa el ser un método numérico, en cuanto a no tener que escoger una función de avance, ni estar limitado a una determinada función de infiltración. Tiene como inconveniente, respecto a los métodos de optimización que se verán más adelante, el que sólo utiliza dos puntos

durante el avance, con lo que la repercusión de un posible error de medida puede ser mayor.

Solución de la Transformada de Laplace.

Basándose en la solución de Philip y Farrell (1964), Norum y Gray (1970) propusieron un método gráfico para determinar k y a a partir del avance, caudal y volumen superficial.

Otra solución es la de Reddell (1981), el cual parte de una simplificación de la solución de Philip y Farrell (1964), en que se desprecia el volumen superficial, y cuya expresión es:

$$x = \frac{q t^{1-a}}{k \Gamma(1+a) \Gamma(2-a)} \quad (2.75)$$

que transformada

$$\frac{q}{x} = k \Gamma(1+a) \Gamma(2-a) t^{a-1} \quad (2.76)$$

de donde se propone hacer una regresión en papel doblemente logarítmico y hallar a y con la intersección para $t=1$ hallar k .

Solución numérica directa basada en el modelo de inercia nula.

Clemmens (1991) modificó la técnica tradicional de doble barrido usada para resolver las ecuaciones de Saint-Venant en el modelo de inercia nula para hallar un parámetro global para cada incremento de tiempo. Se le denomina solución directa porque los parámetros se obtienen a partir del modelo de simulación y no hay que recurrir a técnicas de optimización.

Esta aproximación permite hallar la k de Kostiakov o la rugosidad (n) a partir de datos de avance. También desarrolló un procedimiento iterativo que a partir de datos de lámina media infiltrada, para cada punto de avance se puede hallar los dos parámetros de Kostiakov.

Se observó que el valor de a variaba mucho según las hipótesis de cálculo que se realizaban y la precisión de la toma de datos. De aquí se recomienda que el valor de a no se calcule a partir del avance sino de evaluaciones previas.

La rugosidad también tiene una influencia importante en la estimación de k y a . Además la rugosidad presentaba variabilidad temporal, pudiendo ser muy diferente la estimada antes del tiempo de corte, que la ajustada para todo el avance.

Técnicas de optimización.

Modelo hidrológico

Maheshwari et al. (1988) propusieron aplicar una técnica de optimización para determinar los parámetros de infiltración en diversas funciones de infiltración. La función objetivo era la suma de cuadrados de la diferencia entre el volumen infiltrado estimado a partir de los datos de campo y el volumen infiltrado calculado para un determinado conjunto de parámetros de la función de infiltración.

$$S = \sum_{t=1}^N (V_{z_t} - \hat{V}_{z_t})^2 \quad (2.77)$$

El método utilizado es una técnica de búsqueda del mínimo a partir de un conjunto finito de parámetros de la función de infiltración propuestos por el usuario.

Eisenhauer y Bockstadter (en Elliott y Eisenhauer, 1983) utilizan un método de mínimos cuadrados no lineales planteando la ecuación de la conservación de la masa en tres instantes, tiempo de avance hasta el final, tiempo de corte y tiempo de receso completo.

Rendon-Pimentel (1987) a partir de un modelo hidrológico basado en la ecuación de Haverkamp et al. (publicada en 1990) reducida a tres parámetros de infiltración con significado físico, intentó desarrollar un método inverso pero se encontró con el problema de la unicidad para determinar uno de los parámetros.

Modelo onda cinemática.

Walker y Busman (1990) desarrollaron un método para la determinación de los parámetros de infiltración de la ecuación de Mezencev (ec. 2.7), en las fases iniciales del riego por surcos con pendiente. El modelo de simulación utilizado era el de onda cinemática en unión con un procedimiento de búsqueda denominado "Simplex" para buscar el mínimo en funciones complejas en las cuales la determinación de las derivadas parciales no es posible (dicho método es diferente del algoritmo Simplex para programación lineal). La función objetivo (S) es el sumatorio de la diferencia de cuadrados entre los tiempos de avance (t_s) medidos y predichos.

$$S = \sum_{i=1}^N [(t_s(x_i) - \hat{t}_s(x_i))^2]^{0.5} \quad (2.78)$$

Los resultados obtenidos tomando como datos toda la fase de avance hasta el final de la parcela fueron semejantes a los medidos mediante un infiltrómetro de recirculación, excepto en un caso. En la aplicación del método se comprobó que había interacción entre los parámetros de los dos términos de la ecuación, y que cuando se realiza el ajuste con datos del principio del avance se le puede dar un peso excesivo al segundo término, por lo que se recomienda fijar su valor y ajustar para k y a .

En cuanto a la aplicación del método al inicio del avance vieron que cuando el avance es más bien lineal es más difícil determinar los parámetros y se requiere una gran precisión de medida, mientras que si el avance es no lineal no hay ningún problema. Los resultados comparativos entre el método Simplex y el de Elliott y Walker (1982), muestran que este último es más sensible a errores de medida que el Simplex, debido a que sólo ajusta en dos puntos. Finalmente se vio que la sensibilidad del tiempo de avance respecto a los parámetros de infiltración es bastante mayor que la sensibilidad de la eficiencia de aplicación.

Azevedo, C.A.V. (1992) resolvió el problema inverso en riego por surcos con pendiente, utilizando la misma función objetivo que Walker y Busman (1990) (ec. 2.78), pero implementó un algoritmo de optimización de búsqueda no lineal basado en el método de Powell, el cual presenta ciertas ventajas respecto al método Simplex por su mayor rapidez y mayor facilidad de convergencia. Además el programa permite que el caudal de entrada sea variable, así como predecir el resultado del riego y las correcciones a realizar para mejorarlo en tiempo real.

En el proceso de optimización se constató la presencia de mínimos locales en la función objetivo se atribuía a la variabilidad espacial de los datos de campo, no obstante dicho problema se atenuaba cuando se tomaba una porción de avance importante.

Respecto a la unicidad de la solución se encontró algún problema con la ecuación de Mezencev, y con la ecuación de Kostiakov los problemas eran menores.

Al igual que en el trabajo de Walker y Busman (1990) se vio que la predicción de la eficiencia de aplicación no era tan sensible a los parámetros de infiltración como el tiempo de avance, obteniéndose una precisión aceptable al 50 % del tiempo total de riego.

Modelo de inercia nula.

Katopodes (1990) usó las técnicas de optimización de gradiente conjugado y métrica variable, asociadas a un modelo de inercia nula linealizado para la determinación de los parámetros de la ley de Kostiakov (k, a) y la rugosidad (n). Utilizó dos tipos de función objetivo, una basada en distancias de avance ($x(t_i)$), y otra en el perfil del agua superficial en un instante ($y(x_i)$) :

$$S = \sum_{i=1}^N (x(t_i) - \hat{x}(t_i))^2 \quad (2.79)$$

$$S = \sum_{i=1}^N (y(x_i) - \hat{y}(x_i))^2 \quad (2.80)$$

Los datos de avance y de altura de lámina de agua para verificar el método fueron generados por un modelo de simulación. Los resultados obtenidos muestran que a partir de datos de avance sólo se podía determinar uno de los parámetros citados. Con los datos de altura de agua se podían obtener dos parámetros y en el caso de que el punto inicial fuera próximo a la solución final, se podían conseguir hasta tres parámetros. No obstante el perfil de agua superficial es muy difícil de medir en campo, por lo que su aplicación práctica es pequeña.

Modelo hidrodinámico.

Bautista y Wallender (1991) usaron el modelo hidrodinámico asociado a un procedimiento tradicional de estimación de parámetros no lineales por mínimos cuadrados (Marquardt, 1963). La función objetivo estaba basada en la suma de cuadrados de las diferencias en los tiempos de avance medidos y simulados. La función de infiltración utilizada era la de Mezencev o Kostiakov modificada ; los menores errores relativos se obtuvieron hallando los parámetros k y a , manteniendo constante c . Concluyeron que la determinación de los tres parámetros simultáneamente era más fácil a partir de datos simulados que a partir de datos de campo.

III. DESARROLLO TEORICO DEL MODELO

CAPÍTULO III. DESARROLLO TEÓRICO DEL MODELO.

Modelo hidrológico.

El modelo escogido para resolver el problema inverso ha sido el modelo hidrológico debido a su simplicidad y robustez. Dicho modelo (ec. 2.26) planteado en un instante t_i , suponiendo que la infiltración se ajusta a la ecuación de Kostiakov, tiene la siguiente expresión:

$$qt_i - y_{m_i} x_i - \int_0^{x_i} k(t_i - t_s)^a ds - V_{esc_i} = 0 \quad (3.1)$$

El punto débil de dicho modelo es el cálculo del volumen superficial, en éste trabajo ésto se ha solventado obteniendo información del modelo hidrodinámico, por el procedimiento que se detalla en el siguiente apartado. Por eso el modelo resultante se le puede llamar *modelo hidrológico mixto*.

Las condiciones para aplicar este modelo son :

- El caudal de entrada es constante y no hay pérdidas o aportaciones de agua, a lo largo de los contornos del tablar, excepto el final en que puede haber escorrentía libre.
- El tablar tiene una forma rectangular, cuya superficie se supone representada por un plano ideal.
- No existe variabilidad espacial en la geometría de la sección, en la rugosidad, ni en las características de infiltración.
- La infiltración se ajusta al modelo de Kostiakov.

En el siguiente apartado de cálculo del volumen superficial se justifica la

razón del planteamiento en forma adimensional del modelo, el cual se realiza dividiendo la ecuación 3.1 por el producto de los valores característicos, $X_c Y_c$ (ec. 2.57 y 2.56) resultando :

$$t_i^* - y_m^* x_i^* - \int_0^{x_i^*} k^* (t_i^* - t_s^*)^a ds^* - V_{esc_i}^* = 0 \quad (3.2)$$

Cabe también recordar (ver apartado adimensionalización) que los valores característicos son diferentes según si el terreno tiene pendiente o no , por tanto la ecuación es la misma pero los valores de las variables adimensionales no. A las variables adimensionales para parcelas sin pendiente se les añadirá el subíndice cero.

Cálculo del volumen superficial durante el avance.

En el modelo hidrológico planteado (3.1) el volumen superficial se calcula por el producto de la altura media de agua superficial (y_m) por la distancia avanzada (x).

El volumen superficial (V_y) durante la fase de avance ($t_i \leq t_{co}$) depende del caudal, pendiente, rugosidad, parámetros de infiltración, y longitud avanzada (ec. 3.3). Su cálculo sólo es posible mediante un modelo de tipo hidrodinámico.

$$V_y = g(q, S, n, k, a, x) \quad (3.3)$$

Mediante un modelo de éste tipo (p.e. inercia nula) se puede resolver el problema del riego superficial por tablares, calculando las variables dependientes. Entre ellas está el volumen almacenado en superficie (V_y).

Para obtener el valor de V_y se han de realizar un conjunto de simulaciones con diferentes combinaciones de las variables de que depende (ec. 3.3.). Es fácil comprobar que el número de simulaciones necesario sería muy grande, por ello se

ha optado por trabajar con el modelo hidrodinámico en forma adimensional, como se muestra en las ecuaciones (2.64) y (2.65) el fenómeno, durante la fase de avance, queda reducido a cuatro variables independientes (k^*, a, x^*, t^*) . Si lo que nos interesa es el volumen superficial y no el perfil de agua infiltrada, la variable x^* de distancia genérica al origen se puede sustituir por la distancia avanzada por el frente, con lo que el tiempo pasa a ser el tiempo de avance a esa distancia, el cual depende de k^*, a, x^* , por lo cual la expresión (3.3) se transforma en:

$$V_y^* = h(k^*, a, x^*) \quad (3.4)$$

Para calcular dicho volumen en las fases posteriores, se tendría que sustituir en (3.4) la variable x^* por t^* (ya que en fases posteriores $x^* = \text{cte.}$), y añadir el tiempo de aplicación (t_{co}^*), la longitud de la parcela (L^*), y la condición de contorno al final de la parcela. Lo cual complicaría considerablemente la obtención de dicha función.

No obstante para conseguir ajustar los parámetros de infiltración, para los tiempos de oportunidad máximos durante el riego, la ecuación (3.1) si que se puede plantear en el instante de receso en el final de la parcela ($t_i = t_{recL}$) ya que en ése instante el volumen superficial es nulo.

El programa informático utilizado para realizar las simulaciones para el cálculo de V_y ha sido el BRDRFLW (Strelkoff, T., 1985), que entre otras opciones resuelve el modelo de inercia nula utilizando un método de integración de diferencias finitas, y suponiendo una función de infiltración de Kostiakov.

A partir de V_y^* se puede obtener y_m^* dividiendo por x^* (ec.2.18). Pudiéndose expresar la función y_m^* durante el avance, por:

$$y_m^* = \varphi(k^*, a, x^*) \quad (3.5)$$

Por tanto la variable y_m^* , en el problema que nos ocupa, es una variable

implícita ya que depende de dos variables que son incógnita.

A continuación se expone el rango de valores de cada una de las variables, así como la discretización efectuada para crear la base de datos previa a la obtención de la función.

El rango de variación de a es de 0 a 1 . Clemmens (1978) calculó la variación del parámetro k^* para unos valores extremos de las variables de que depende; en la tabla 3.1 figuran los resultados obtenidos, de la cual se ha tomado como rango de variación normal $0.1 < k^* < 3$, y la longitud máxima de avance $x_{\max}^* = 20$. La discretización de las variables ha sido la siguiente: $\Delta k^* = 0.5$, $\Delta a = 0.1$, la variable x^* venía fijada por el modelo ya que éste integra las ecuaciones a lo largo del tiempo y por tanto la longitud de avance es una variable dependiente.

Tabla 3.1. Cálculo del rango de variación de k^* (Clemmens, 1978).

q (l/s/m)	n (m ^{-1/3} *s)	S (m/m)	k (cm/h ^a)	Y _n (m)	X _c (m)	T _c (m)	k*	
							a=0.1	a=0.7
2	0.03	0.003	10	0.017	5.67	48.2	3.82	0.287
20	0.2	0.001	0.5	0.289	289	4176	0.0175	0.0192

Para el caso de pendiente nula, Clemmens y Strelkoff (1979) calcularon que el rango de variación normal para k_o^* era entre 0.01 y 8, el de a entre 0 y 1, y la $x_{o\max}^*$ entre 0 y 1.

Después de realizar las simulaciones para cada combinación de k^* y a se han obtenido 1429 valores de (x^*, y_m^*) para el caso de pendiente nula y 3935 valores para pendiente no nula. En términos informáticos la magnitud de los archivos de y_m^* para pendiente nula o no son de, 62877 bytes y 173140 bytes respectivamente.

A pesar de que la distancia de avance adimensional no tiene significado físico, puede tenerlo si se suponen constantes las variables de las que depende su valor característico (ec. 2.57) (o sea: caudal, rugosidad y pendiente). Con la altura de agua característica sucede lo mismo, recordar que $y_m^* = 1$ es equivalente a $y_m = y_n$. Estas son las consideraciones que tendremos en cuenta de aquí en adelante para interpretar las gráficas de funciones de variables adimensionales.

Valores y_m^* para tablares con pendiente

Como se ha visto más arriba, la función y_m^* , durante el avance, depende de tres variables independientes por lo que no se puede representar completa en tres dimensiones . Para solventar esta limitación se ha representado la función fijando un parámetro (p.e. k^*) , resultando una función tridimensional, la cual se ha intersectado con unos planos correspondientes a unos valores discretos de un segundo parámetro (p.e. a). dando unas curvas $y_m^*(x^*)$, las cuales se han proyectado sobre un plano vertical.

En las figuras 3.1 a 3.6 se ve representada la función $y_m^*(k^*, a, x^*)$ para unos valores de k^* y a representativos (mínimo, medio, y máximo).

Al analizar la evolución de y_m^* con la distancia avanzada cabe recordar que en este tipo de riego existen dos fenómenos acoplados, uno es el flujo superficial del agua en lámina libre , y otro el flujo de infiltración. A modo de ejemplo en la curva correspondiente a $k^* = 0.1$, $a = 0.001$ (Fig. 3.1) el fenómeno predominante es el superficial, mientras que para $k^* = 0.1$, $a = 1.0$ (Fig. 3.1) el que domina es el de infiltración, prueba de ello es que la curva $y_m^*(x^*)$ llega un momento que se hace decreciente y que existe una longitud máxima de avance.

La influencia del parámetro a en $y_m^*(x^*)$ es la siguiente, a medida que crece a para un valor constante de k^* (fig. 3.1 a 3.3), el valor de y_m^* decrece. Además se observa que el parámetro a influye mucho en la forma de la función $y_m^*(x^*)$.

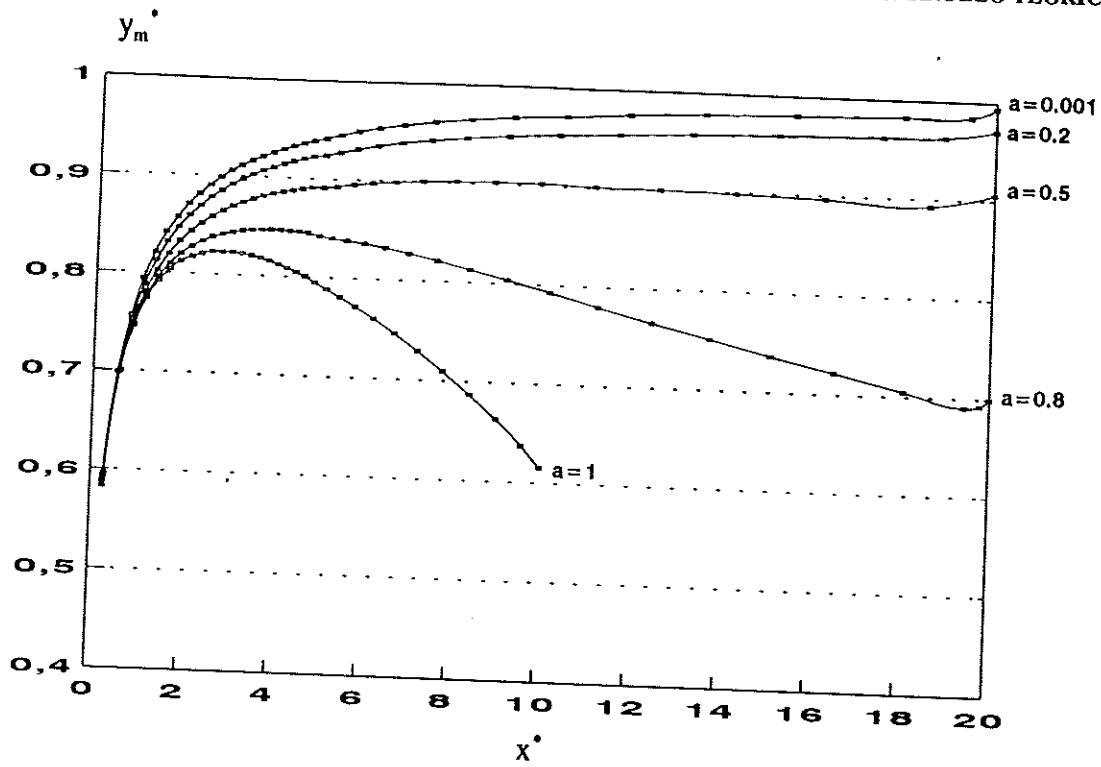


Figura 3.1. Variación de y_m^* en función de a y x^* para $k^* = 0,1$ y $S \neq 0$

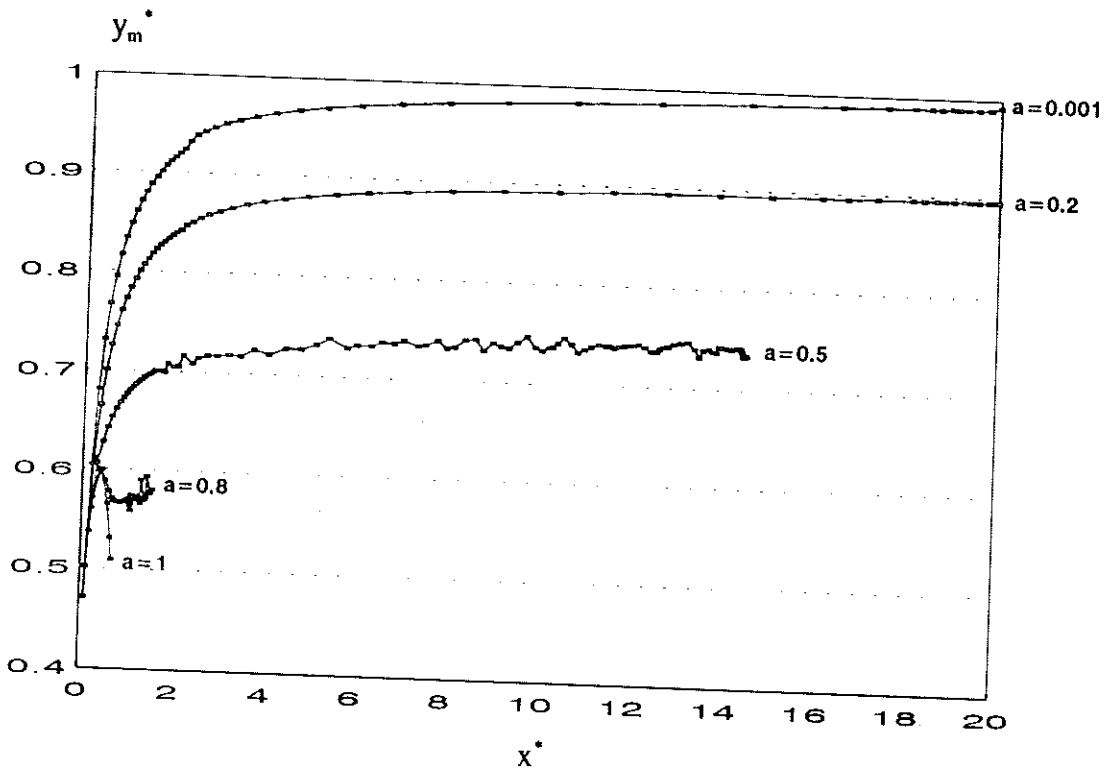


Figura 3.2. Variación de y_m^* en función de a y x^* para $k^* = 1,5$ y $S \neq 0$

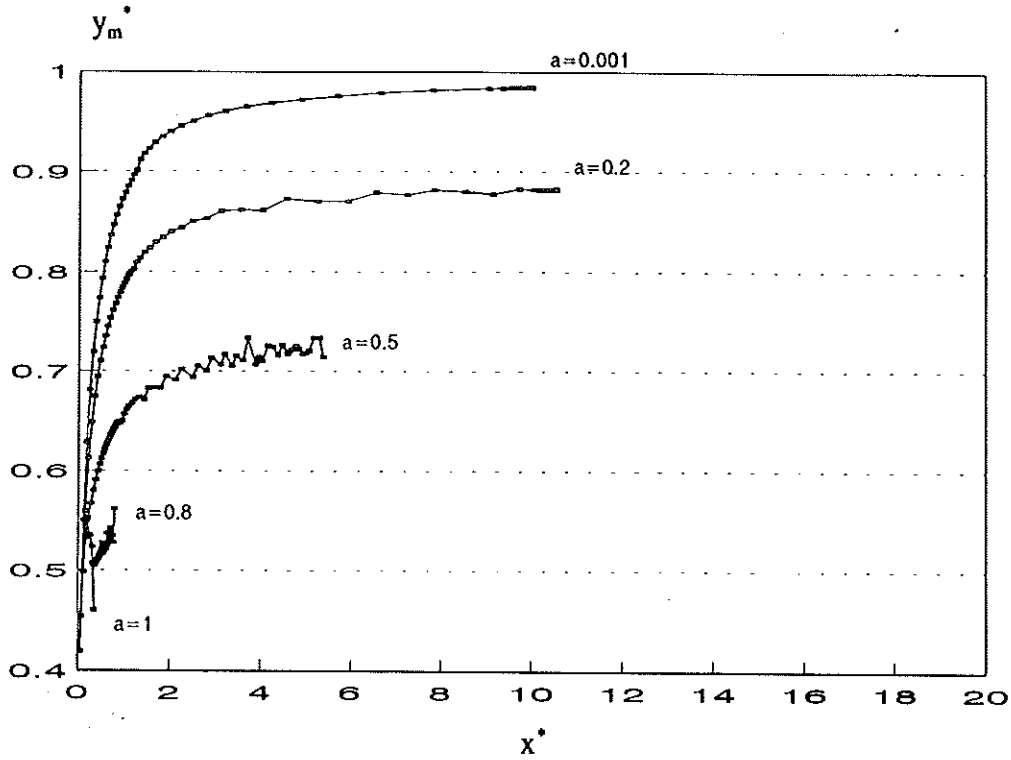


Figura 3.3. Variación de y_m^* en función de a y x^* para $k^* = 3$ y $S \neq 0$

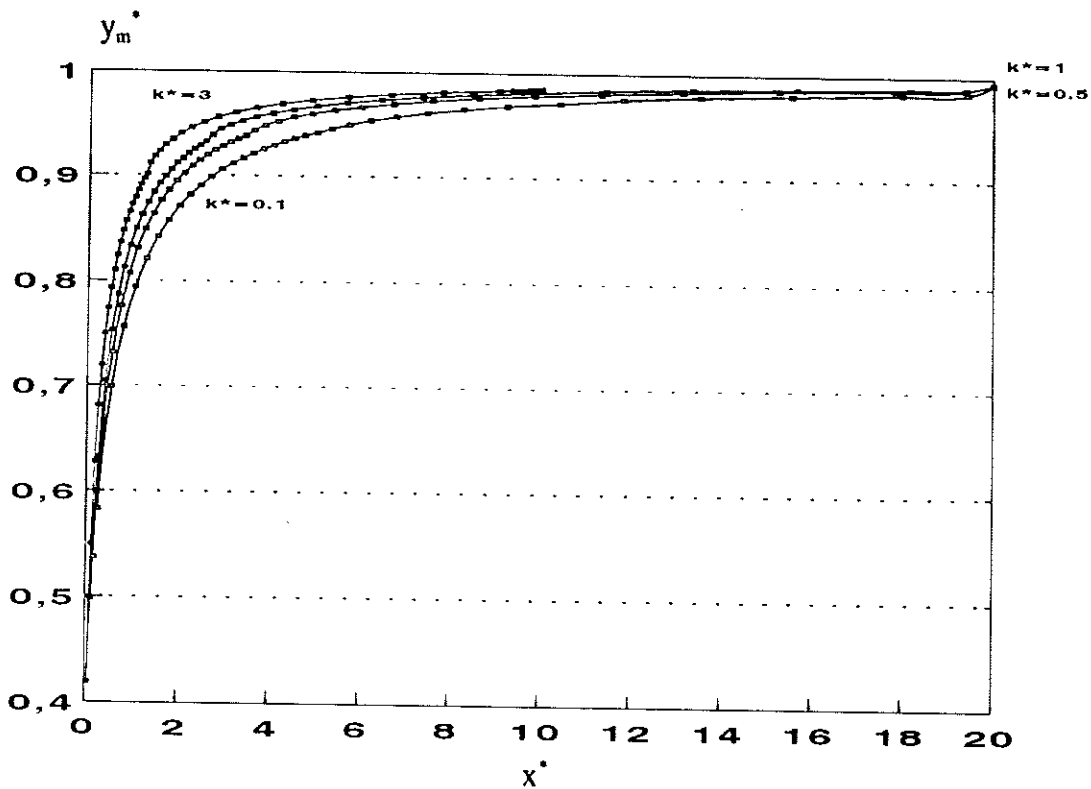


Figura 3.4. Variación de y_m^* en función de k^* y x^* para $a = 0,001$ y $S \neq 0$.

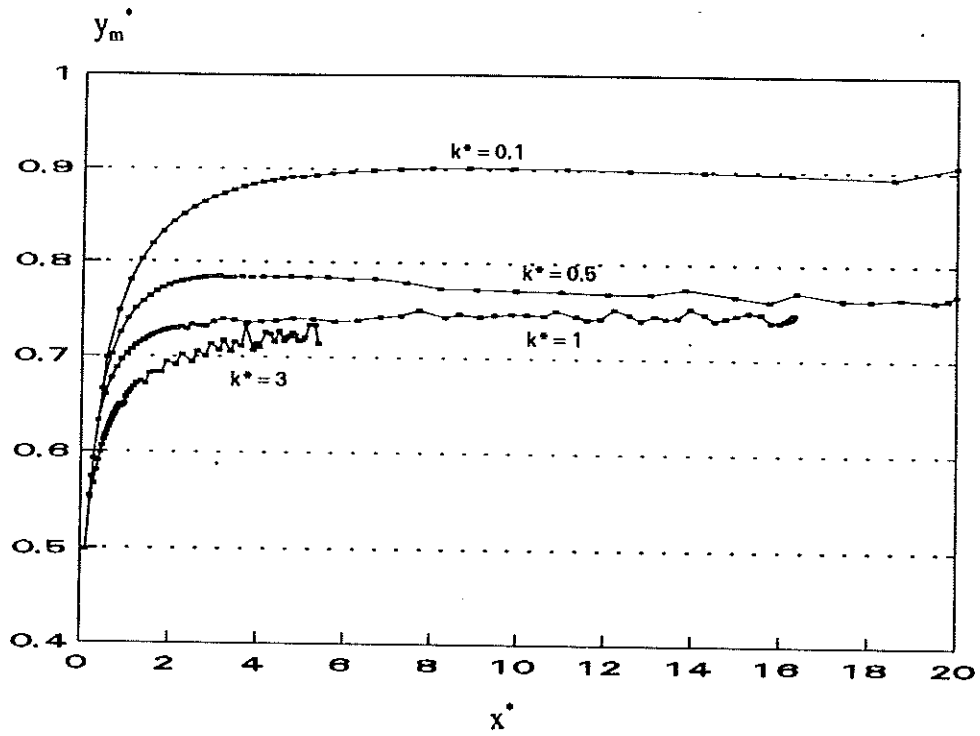


Figura 3.5. Variación de y_m^* en función de k^* y x^* para $a = 0,5$ y $S \neq 0$

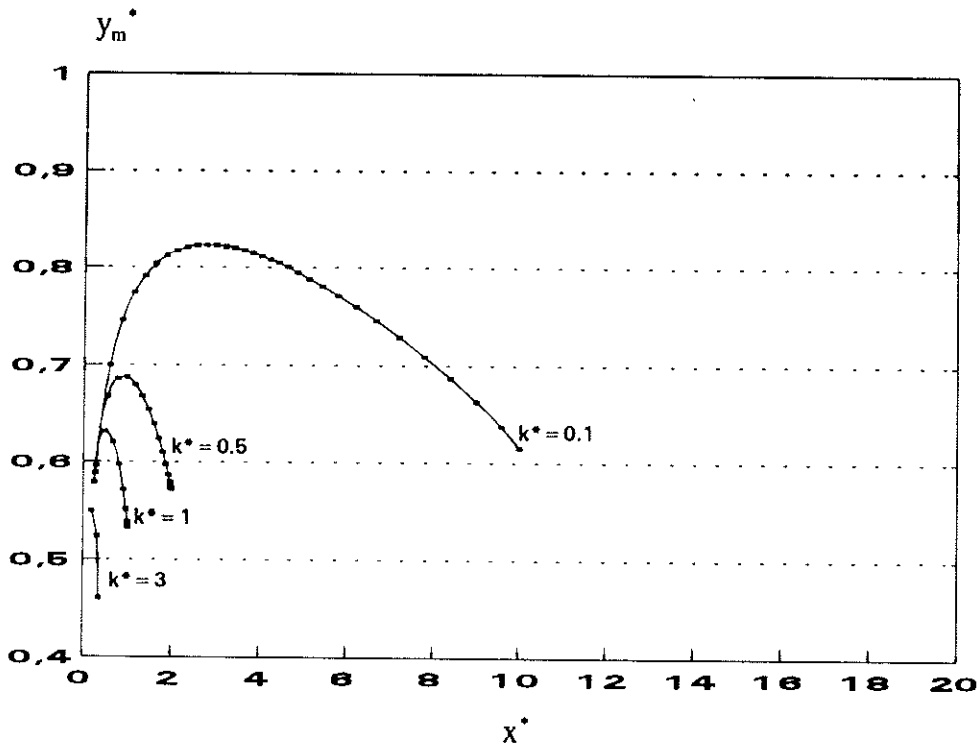


Figura 3.6. Variación de y_m^* en función de k^* y x^* para $a = 1,0$ y $S \neq 0$

Respecto al parámetro k^* , (fig. 3.4 a 3.6) vemos que a medida que éste crece, y_m^* también disminuye, no obstante la forma de la función no cambia ostensiblemente. Para el caso de $a = 0.001$ (fig. 3.4) sucede que el valor y_m^* crece cuando lo hace k^* , esta excepción se puede explicar teniendo en cuenta que si $a=0.001$ implica que la altura infiltrada es prácticamente independiente del tiempo, por tanto sólo se infiltra agua en las proximidades del frente de avance, resultando que el fenómeno preponderante es el superficial. Además para una distancia avanzada determinada (p.e. $x^* = 2$) el tiempo de avance crece cuando crece k^* , y como el fenómeno principal es el superficial, estará más próximo al régimen permanente el que tenga mayor k^* y por tanto y_m^* será mayor.

Es patente en todos los casos que la variación de y_m^* respecto a x^* es mayor al principio del avance y luego va disminuyendo su pendiente, pudiéndose encontrar tres situaciones para valores grandes de x^* :

- a) Cuando a es pequeña, la pendiente es siempre positiva.
- b) Para valores de a intermedios, la función llega a hacerse plana.
- c) Para valores grandes de a , se presenta un máximo y, luego, la pendiente se hace negativa, lo cual indicaría que el fenómeno subsuperficial domina al superficial, cosa no muy frecuente en las parcelas normales de riego.

Los valores de y_m^* oscilan entre un mínimo de 0.4 en los primeros instantes del avance hasta un valor máximo de 1 para el caso de una a pequeña y una longitud de campo grande. Por lo tanto, la hipótesis de suponer y_m constante puede introducir errores importantes que se analizan más adelante (Capítulo IV).

Otro hecho destacable es que cuando los valores de k^* y sobre todo de a son grandes, existe un límite en la distancia de avance. Para el caso de $a = 1$ este límite se puede obtener analíticamente a partir de la ecuación (2.28) que en forma adimensional sería (3.6), pudiéndose comprobar que se verifica para todos los casos.

$$\lim_{t^* \rightarrow \infty} x^*(t^*) = \frac{q^*}{k^*} = \frac{1}{k^*} \quad (3.6)$$

Existen otras variables relacionadas con el volumen superficial, como son la altura de agua en el origen (y_0^*) y el factor de forma superficial, σ_y , que se pueden estudiar como varían a partir de los datos obtenidos mediante el modelo de inercia nula.

El valor de σ_y es el mismo, tanto si las variables son adimensionales o no (ec. 3.7). Mientras que y_0^* oscila entre 0 y 1.

$$\sigma_y = \frac{y_m}{y_0} = \frac{y_m^*}{y_0^*} \quad (3.7)$$

En la figura 3.7 se puede observar el comportamiento de la función $y_0^*(k^*, a, x^*)$. Destaca que y_0^* crece rápidamente hasta valores de 0.97 y luego su crecimiento es más pausado. Comparando las gráficas obtenidas se observa que a medida que crece k^* o a , incrementa la distancia adimensional a partir de la cual y_0^* es próximo a 1 (Régimen permanente en el origen).

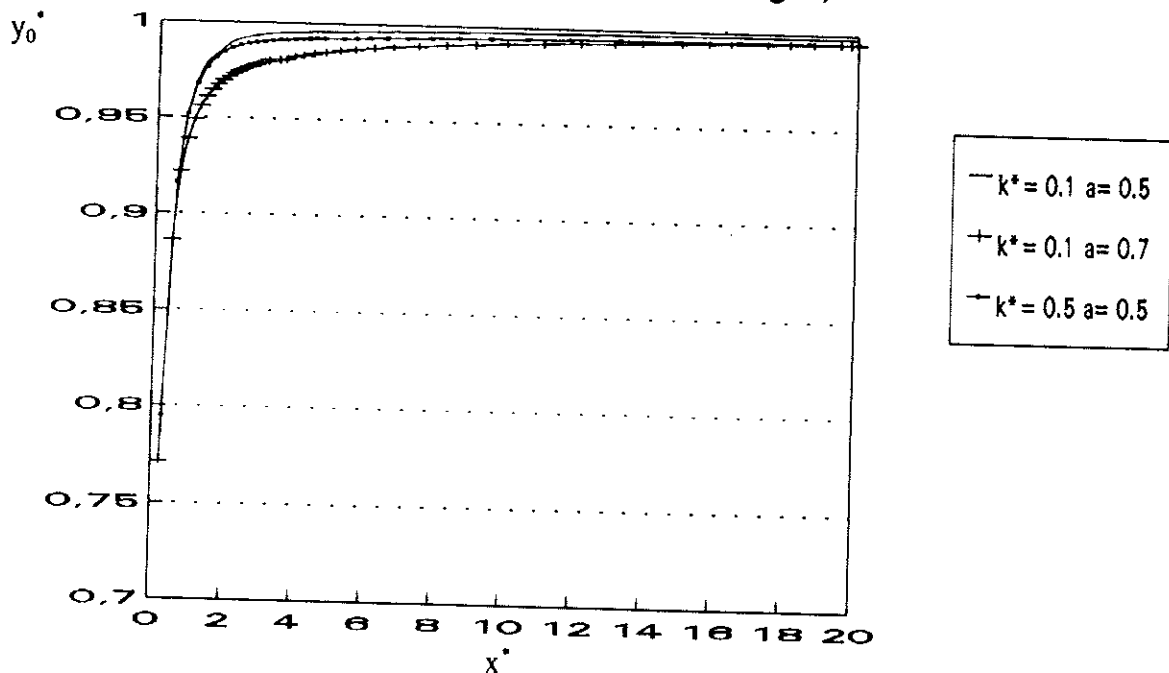


Figura. 3.7. Influencia de k^* y a sobre $y_0^*(x^*)$.

La figura 3.8 permite comparar tres variables relacionadas con el flujo superficial, pudiéndose comprobar que la función $y_m^*(x^*)$ va por debajo de $y_o^*(x^*)$ y la función $\sigma_y(x^*)$ es intermedia entre las dos, debido a su propia definición. Se cumple también que $\sigma_y(x^*) = y_m^*(x^*)$ cuando $y_o^* = 1$.

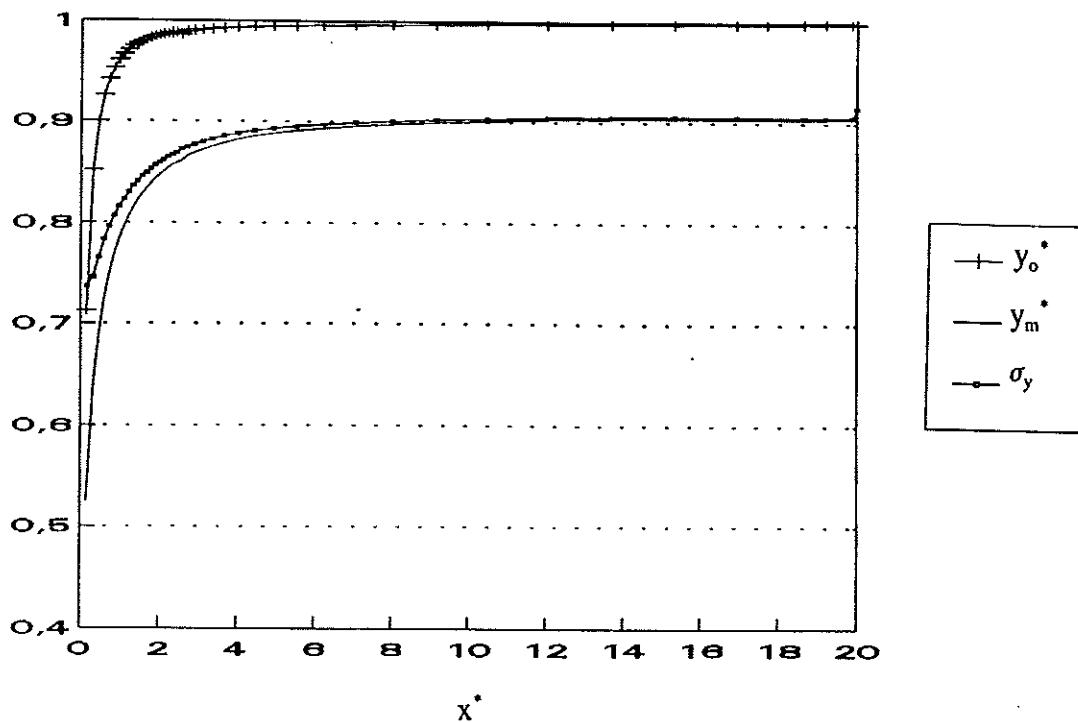


Figura 3.8. Evolución de las variables relacionadas con el volumen superficial para $k^* = 0,1$ y $a = 0,5$.

Un caso particular es el de $k^* = 1$ y $a = 0.5$, en el que σ_y se llega a hacer constante antes que y_m^* (Fig. 3.9). Esto se produce debido a que las curvas y_0^* e y_m^* siguen una trayectoria paralela, y por tanto: $y_0^*/y_m^* = \text{cte}$.

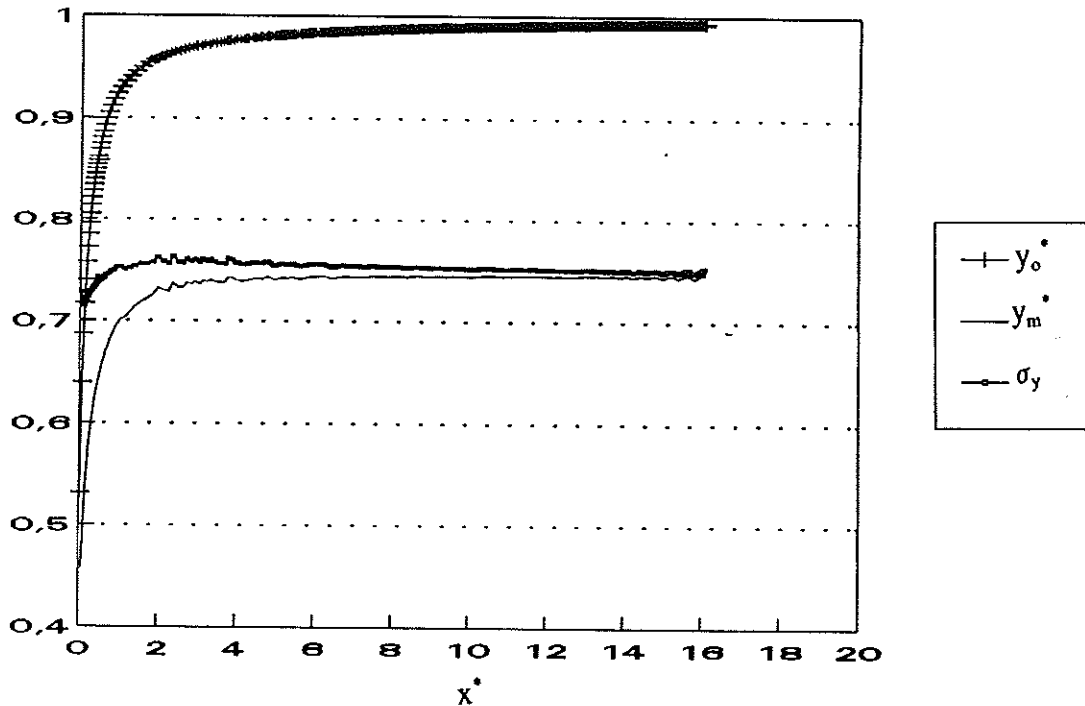


Figura 3.9. Evolución de las variables relacionadas con el volumen superficial para $k^* = 1,0$ y $a = 0,5$.

Se ha preferido escoger la variable y_m^* para el cálculo del volumen superficial ya que si tomamos σ_y , necesitamos también el valor de y_0^* .

Valores de y_{m0}^* para tablares sin pendiente.

Las variables adimensionales para tablares sin pendiente no son comparables con las de parcelas con pendiente. Sin embargo al igual que en el apartado anterior si suponemos constantes las variables de que dependen los valores característicos (caudal, tiempo de corte, y rugosidad, ver ec. 2.66 y 2.67), podemos interpretar físicamente las variables adimensionales.

En las figuras 3.10 a 3.15 se sigue un método análogo de representación que en el apartado anterior pero en este caso la variable es y_{m0}^* . Se observa que en este caso las curvas de y_{m0}^* no manifiestan en ningún caso un comportamiento asintótico horizontal, lo cual concuerda con la hidráulica del fenómeno, en que al ser la pendiente nula, no se puede alcanzar la situación de régimen permanente.

También se ve que las variables k_0^* y a influyen de forma similar en la tendencia de las curvas que para el caso de pendiente no nula. Volviéndose a constatar (Fig. 3.13) la excepción del apartado anterior en que para $a = 0.001$ un incremento de k_0^* produce un incremento de y_{m0}^* , relación que se invierte para valores de a mayores.

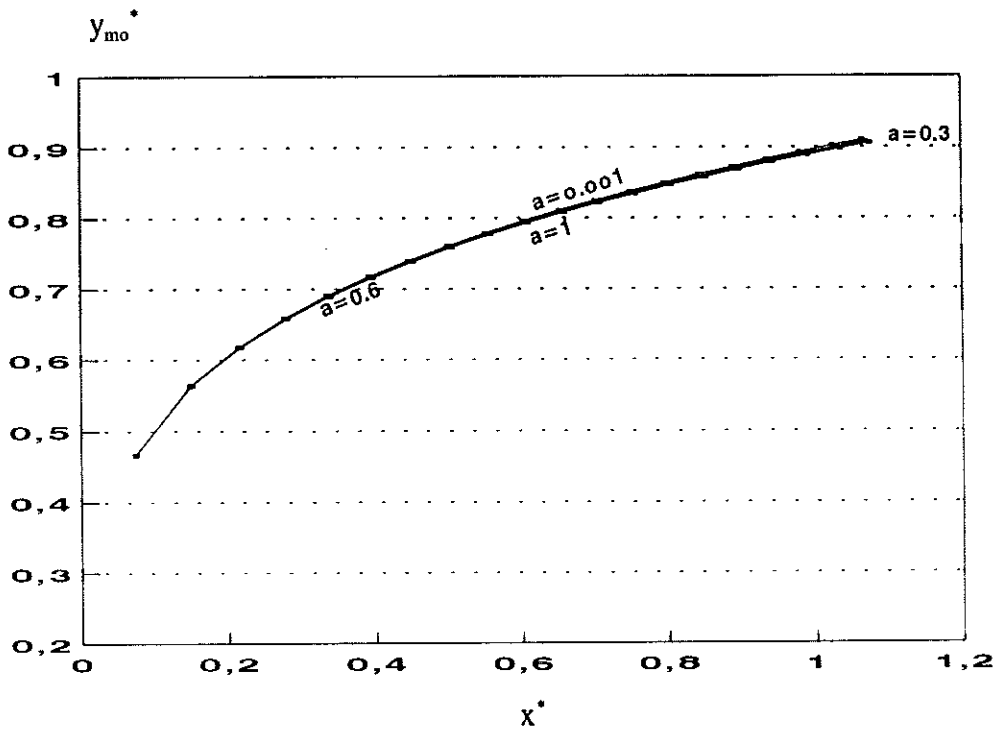


Figura 3.10. Variación de y_{m0}^* en función de a y x_0^* , para $k_0^* = 0,01$ y $S = 0$.

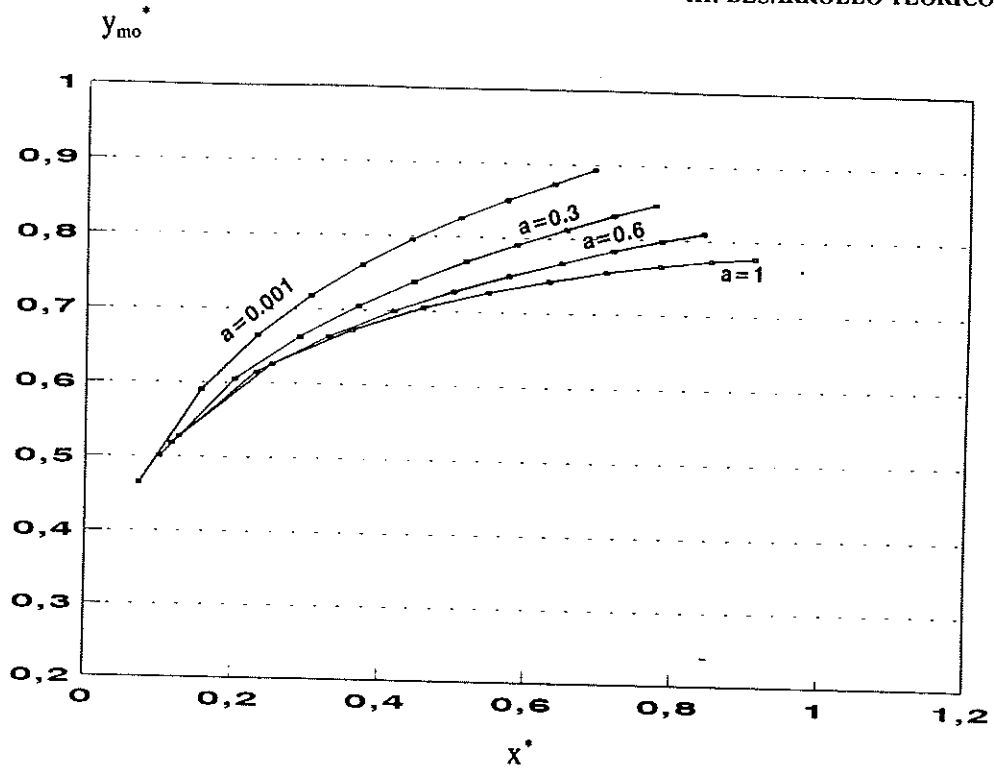


Figura 3.11. Variación de y_{mo}^* en función de a y x_o^* , para $k_o^* = 0,5$ y $S = 0$.

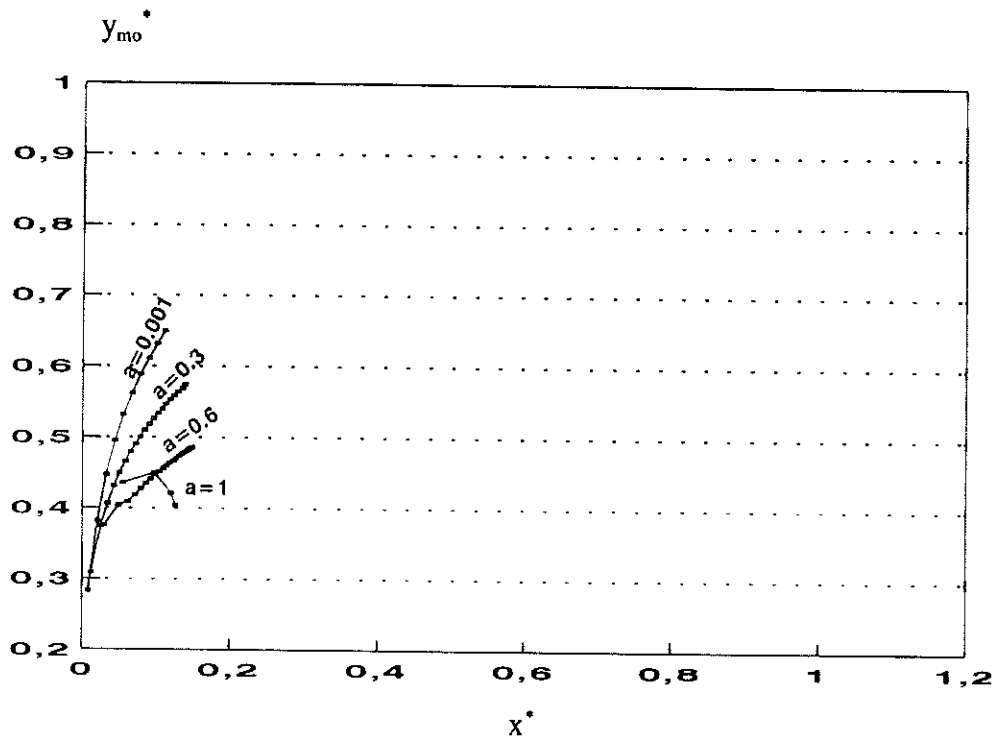


Figura 3.12. Variación de y_{mo}^* en función de a y x_o^* , para $k_o^* = 8$ y $S = 0$.

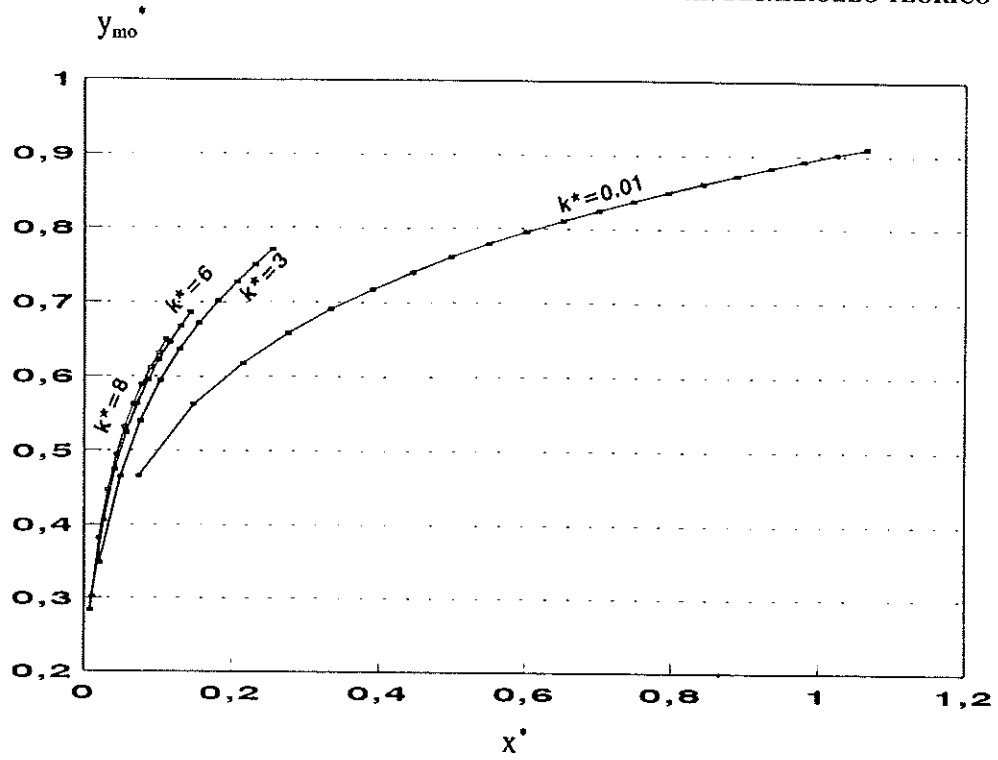


Figura 3.13. Variación de y_{mo}^* en función de k_o^* y x_o^* , para $a = 0,001$ y $S = 0$.

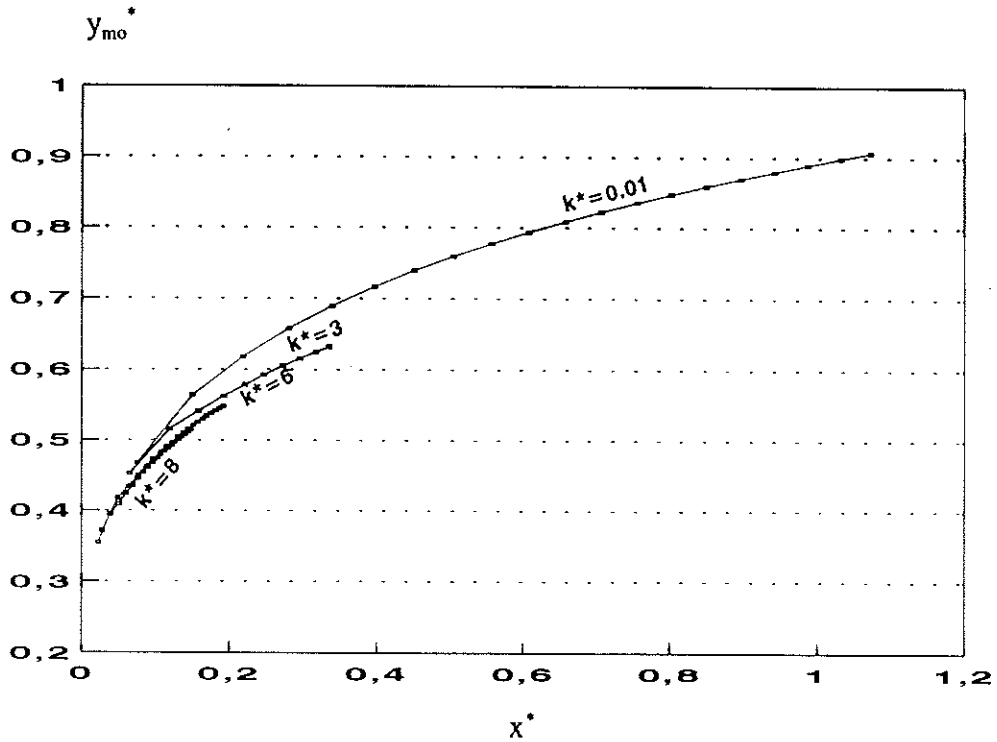


Figura 3.14. Variación de y_{mo}^* en función de k_o^* y x_o^* , para $a = 0,5$ y $S = 0$.

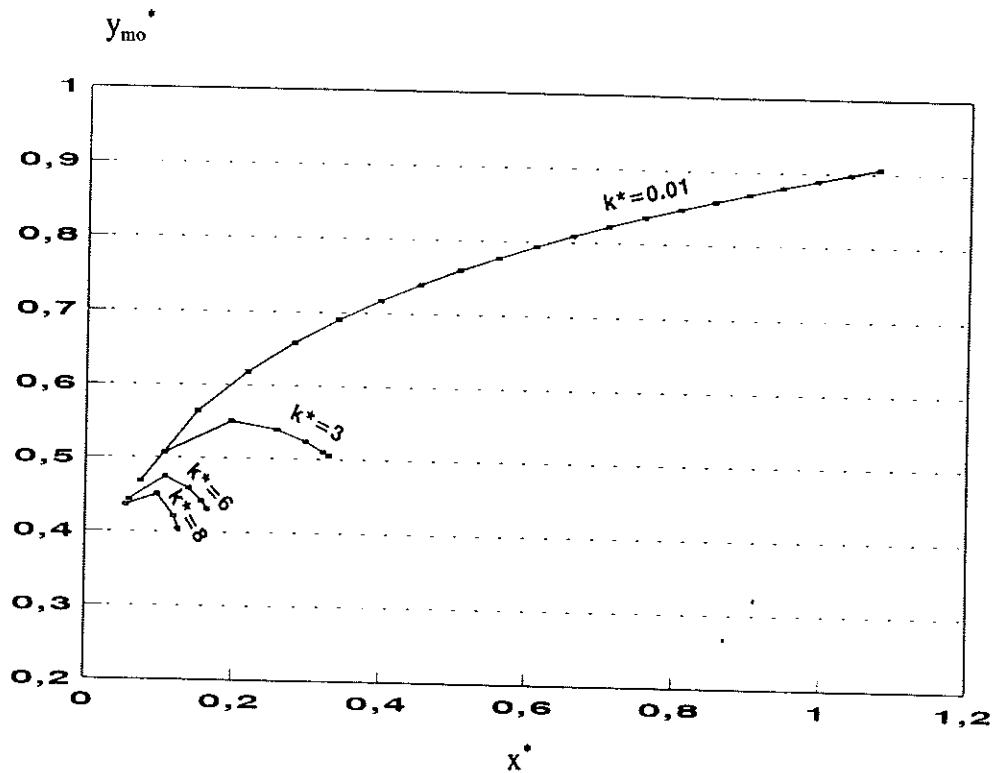


Figura 3.15. Variación de y_{m0}^* en función de k_o^* y x_o^* , para $a = 1,0$ y $S = 0$.

Función y_m^*

Una vez creada la base de datos de y_m^* es interesante obtener una función que permita obtener valores intermedios de los calculados, ya sea a nivel global (ajuste), o en un entorno reducido (interpolación).

*1. Ajuste de la función y_m^**

Se ha intentado obtener una función explícita que ajuste los datos obtenidos de y_m^* (k^*, a, x^*). El proceso seguido ha sido hacer regresiones particulares $y_m^*(x^*)$ para un conjunto de valores de k^* y a . Se han probado dos tipos de funciones, una potencial y otra hiperbólica (ecs. 3.8 y 3.9), ambas con tres parámetros de ajuste, para luego intentar ver la relación de estos parámetros con las variables k^* y a .

$$y_m^* = A - \frac{1}{B x^{*c}}$$

$$A = f_1(k^*, a)$$

$$B = f_2(k^*, a)$$

$$C = f_3(k^*, a)$$
(3.8)

$$y_m^* = A - Bx^* - \frac{C}{x^*}$$

$$A = f'_1(k^*, a)$$

$$B = f'_2(k^*, a)$$

$$C = f'_3(k^*, a)$$
(3.9)

En la tabla 3.2 se observa que para valores bajos de a la función potencial (ec. 3.8) ajusta mejor los datos que la función hiperbólica, mientras que para valores grandes de a sucede lo contrario. Esto se explica porque la función hiperbólica puede ajustar funciones decrecientes (valores de a grandes) mientras que la potencial no.

Tabla 3.2 . Coeficientes de determinación para la función $y_m^*(x)$.

k^*	a	Función potencial (r^2)	Función hiperbólica (r^2)
0.5	0.001	0.999	0.929
0.5	0.3	0.987	0.952
0.5	0.5	0.900	0.973
0.5	0.8	0.240	0.942

En cuanto a la variación de los parámetros de ajuste (A,B,C) respecto a las variables k^* y a , no se ha encontrado ninguna función que pudiera ajustarlos. A

modo de ejemplo de dicha variación pueden verse las figuras 3.16 a 3.18.

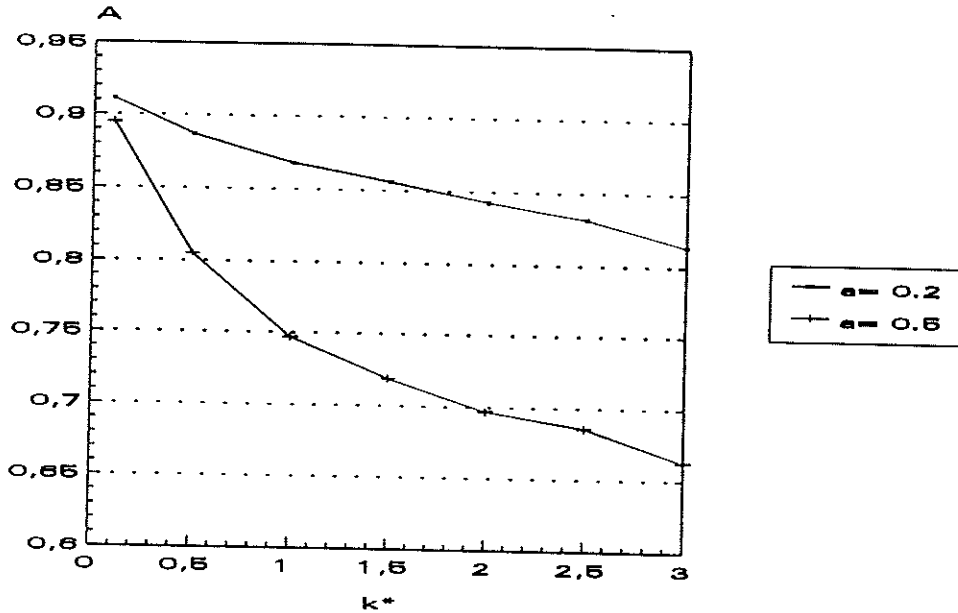


Figura 3.16 Variación del parámetro A (función hiperbólica) dependiendo de k^* , para $a = 0.2$ y $a = 0.5$.

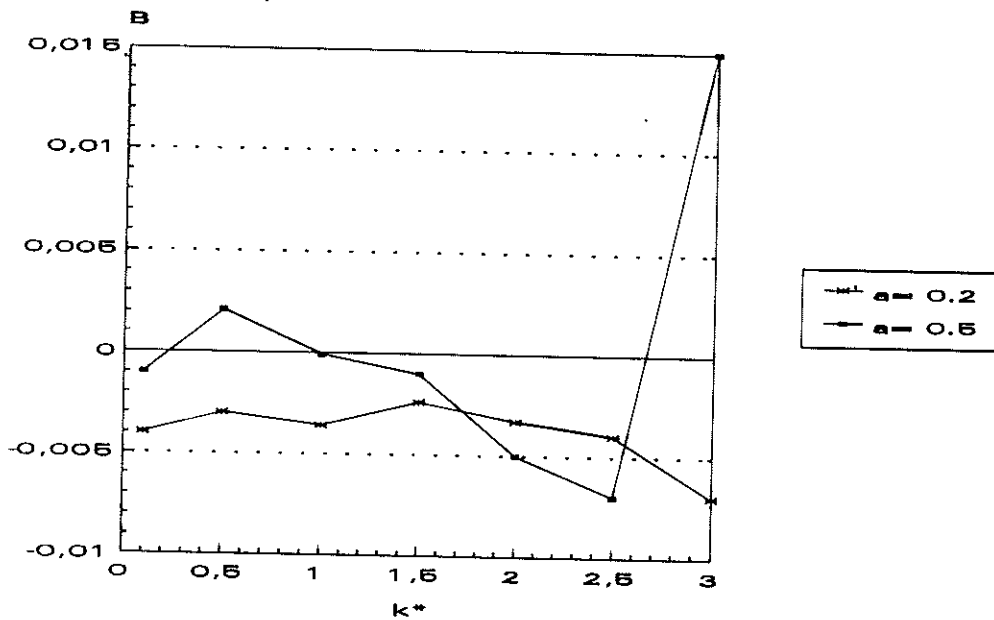


Figura 3.17 Variación del parámetro B (función hiperbólica) dependiendo de k^* , para $a = 0.2$ y $a = 0.5$.

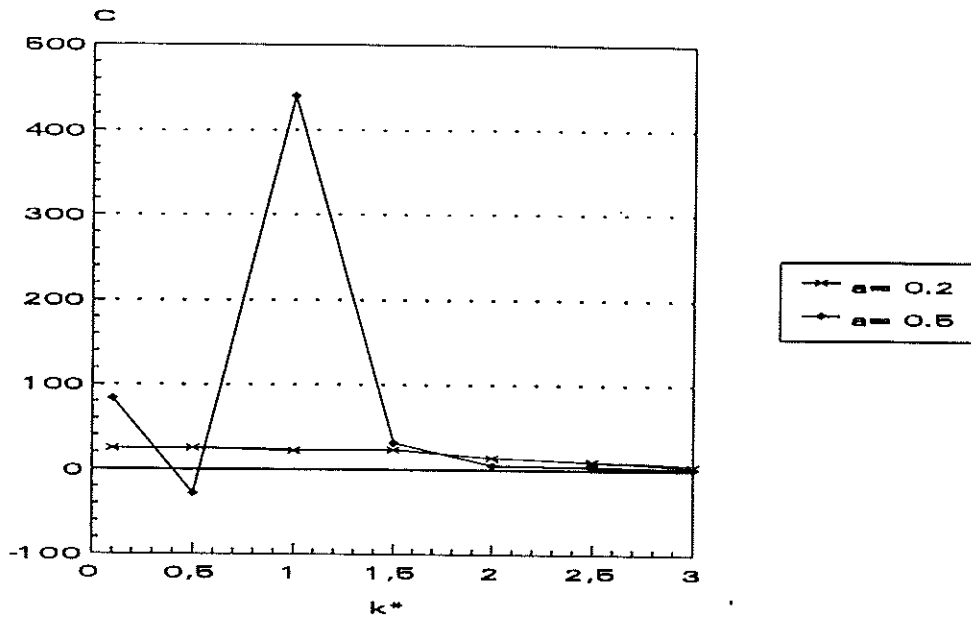


Figura 3.18 Variación del parámetro C (función hiperbólica) dependiendo de k^* , para $a = 0.2$ y $a = 0.5$.

2. Interpolación del valor de y_m^*

Dado que no ha sido posible ajustar una función a los dos conjuntos de datos de y_m^* , se ha recurrido a la interpolación para obtener valores intermedios a los calculados por el modelo de simulación.

La interpolación consiste en construir una función a intervalos, tal que, se verifique en todos los puntos conocidos que:

$$\forall(k_i^*, a_i, x_i^*) \quad \varphi(k_i^*, a_i, x_i^*) = y_{m_i} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (3.10)$$

Pudiendo conseguir en los puntos intermedios una buena aproximación.

Conocidas las coordenadas del punto cuyo valor de y_m^* queremos saber (k_p^*, a_p, x_p^*) podemos buscar los puntos conocidos que acoten cada una de las coordenadas del punto incógnita, resultando un hexaedro, en cuyo interior se

encuentra el punto incógnita y cuyos vértices son los puntos conocidos (Fig. 3.19).

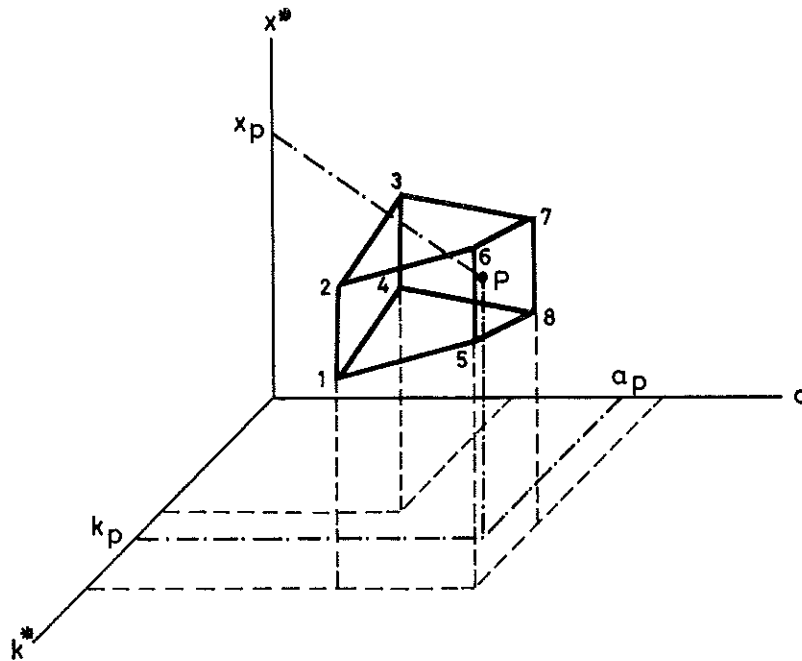


Figura 3.19 Esquema de los puntos necesarios para hacer interpolación.

El método utilizado ha sido el de interpolación polinómica (Press et al. 1986), que consiste en buscar un polinomio que pase por los ocho vértices (condición de continuidad), para ello se plantea el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned}
 y_{m_1} &= A + B k_1^* + C a_1 + D x_1^* + E k_1^* a_1 + F k_1^* x_1^* + G a_1 x_1^* + H k_1^* a_1 x_1^* \\
 y_{m_2} &= \dots\dots\dots \\
 &\vdots \\
 &\vdots \\
 y_{m_8} &= A + B k_8^* + C a_8 + D x_8^* + E k_8^* a_8 + F k_8^* x_8^* + G a_8 x_8^* + H k_8^* a_8 x_8^*
 \end{aligned}
 \tag{3.11}$$

Donde :

k_i^*, a_i, x_i^* : coordenadas de los vértices del hexaedro.
 $A, B, \dots H$: Coeficientes del polinomio de ajuste.

El sistema lineal resultante se puede resolver mediante métodos convencionales como el de descomposición LU (Press et. al 1986), y así obtener los valores de los coeficientes del polinomio. Conocido el polinomio podemos hallar el valor de $y_{m,p}^*$, sustituyendo por k_p^*, a_p, x_p^* . También se puede calcular el valor de las derivadas parciales de la función y_m^* en dicho punto, lo cual es útil para el método de optimización no lineal empleado para resolver el problema inverso, como veremos más adelante.

No se han usado bases de interpoladores por razones de eficacia, principalmente disminuir el tiempo de cálculo.

Cálculo del volumen infiltrado

La integral del volumen infiltrado (ec. 3.2) se evalúa mediante la regla del trapecio, excepto en el último tramo en que se aplica el factor de forma subsuperficial hallado por Hart et al., 1968 (ec. 2.42), resultando la siguiente expresión en forma adimensional para la fase de avance:

$$V_z^* = \sum_{i=1}^{N-2} \frac{Z_i^* + Z_{i+1}^*}{2} DE^* + \sigma_z Z_{N-1}^* DE^* \quad (3.12)$$

Donde:

Z_i^* : Altura de agua infiltrada adimensional [].

DE^* : Intervalo de distancia para medida tiempos de avance [].

σ_z : Factor de forma subsuperficial (ec.2.42) [].

Desarrollada resulta :

$$V_z^* = k^* DE^* \left(\sum_{i=1}^{N-2} \frac{\tau_i^{*a} + \tau_{i+1}^{*a}}{2} + \frac{1}{1+a} \tau_{N-1}^{*a} \right) \quad (3.13)$$

Donde:

τ_i^* : tiempo de contacto en la estación i ; [].

Método inverso para el cálculo de los parámetros k^* y a .

Las incógnitas del problema (ec. 3.1) son los parámetros de infiltración de la función de Kostiakov: k , y a . Se necesitan por tanto dos ecuaciones, como mínimo, para resolverlo.

Las variables, Caudal de entrada (q), Volumen de escorrentía (V_{esc}), y las parejas de puntos de avance y receso (x, t_s) y (x, t_{rec}), son datos que se pueden medir para un determinado riego. La altura media de agua (y_m) se calcula según el procedimiento expuesto en el apartado anterior.

El método que se presenta para resolver el problema es una técnica de optimización no lineal de convergencia cuadrática basada en el método de Gauss-Newton, y las modificaciones aportadas por Brown-Dennis y Bartolomew-Biggs, cuyas características principales se exponen más adelante.

La utilización de un método de optimización de convergencia cuadrática requiere el conocimiento de las derivadas de las funciones respecto a los parámetros $\{k^*, a, \}$.

Dadas las dificultades de calcular las derivadas de la función (2.17), Elliot y Eisenhauer (1983), Berthome (1991), Walker y Busman (1990), Azevedo (1992), utilizan los métodos llamados "sin derivadas", más o menos complejos, los cuales

se basan en la evaluación de la función objetivo para determinar el óptimo. Fletcher (1980) muestra que estos métodos tienen convergencia lineal, a veces muy lenta cuando el número de observaciones y de parámetros aumenta.

Por tanto, los métodos de convergencia cuadrática son preferibles cuando las derivadas de la función objetivo son conocidas o aproximadas. En nuestro caso se han podido obtener como se expone más adelante (ec. 3.20 y 3.21).

Descripción de la función objetivo.

En la bibliografía se han descrito diversas funciones objetivo; todas ellas tienen en común que son una diferencia entre valores medidos y estimados: Recapitulando lo expuesto en el capítulo II.

$$S = \sum_{i=1}^N (V_{z_i} - \hat{V}_{z_i})^2 \quad (\text{Maheswari et al., 1988}) \quad (3.14)$$

$$S = \sum_{i=1}^N (V_{z_i} - \hat{V}_{z_i})^2 \quad (\text{Gonzalez, 1991}) \quad (3.15)$$

$$S = \sum_{i=1}^N (x(t_i) - \hat{x}(t_i))^2 \quad (\text{Katopodes, 1990}) \quad (3.16)$$

$$S = \sum_{i=1}^N (y(x_i) - \hat{y}(x_i))^2 \quad (\text{Katopodes, 1990}) \quad (3.17)$$

$$S = \sum_{i=1}^N [(t_s(x_i) - \hat{t}_s(x_i))^2]^{0.5} \quad (\text{Walker y Busman, 1990}) \quad (3.18)$$

Las variables utilizadas se pueden agrupar en tres grupos:

- Volumen infiltrado (V_z , ecs. 3.14 y 3.15); esta es una variable que no se puede medir directamente y, por lo tanto, se hace una estimación de la misma restándole al volumen entrado el volumen superficial estimado.

- La distancia o el tiempo de avance (ecs. 3.16 y 3.18) se pueden medir directamente, pero un buen ajuste del avance no implica necesariamente que el error del balance de volumen al final sea bajo.

- El perfil de la onda de avance (ec. 3.17) es un planteamiento teórico ya que en la práctica, debido a la irregularidad de la parcela y a la dificultad de obtener la medida, no es viable.

La función objetivo propuesta en este trabajo es la suma cuadrática de los residuos de la ecuación (3.2) planteada en varios instantes, resultando la ecuación:

$$\begin{aligned}
 & \text{Si } t_i^* \leq t_{co}^* \wedge x_i^* \leq L^* \\
 & t_i^* - y_m^*(k^*, a, x_i^*) x_i^* - \int_0^{x_i^*} k^* (t_i^* - t_s^*)^a ds^* - V_{esc_i}^* = r_i^* \\
 & \text{Si } t_i^* = t_{rec_L}^* \\
 & t_i^* - \int_0^{L^*} k^* (t_{rec}^* - t_s^*)^a ds^* - V_{esc_i}^* = r_i^*
 \end{aligned} \tag{3.19}$$

$$S = \sum_{i=1}^n r_i^{*2}$$

Al minimizar S , se busca que los parámetros de infiltración cumplan la ecuación (3.2) en los instantes propuestos y para las distancias de avance medidas.

El método de optimización utilizado necesita el valor de las derivadas de un término de la función objetivo (r_i^*) respecto a las variables. La expresión analítica de las derivadas es :

$$\frac{\partial r_i^*}{\partial k^*} = -\frac{\partial V_y^*}{\partial k^*} - \frac{\partial V_z^*}{\partial k^*} = -\frac{\partial y_m^*}{\partial k^*} x_i^* - DE^* \left(\sum_{i=1}^{N-2} \frac{\tau_i^{*a} + \tau_{i+1}^{*a}}{2} + \frac{1}{1+a} \tau_{N-1}^{*a} \right) \tag{3.20}$$

$$\frac{\partial r_i^*}{\partial a} = -\frac{\partial V_y^*}{\partial a} - \frac{\partial V_z^*}{\partial a} = -\frac{\partial y_m^*}{\partial a} x_i^* - k^* DE^* \left(\sum_{i=1}^{N-2} \frac{\tau_i^{*a} \ln \tau_i^* + \tau_{i+1}^{*a} \ln \tau_{i+1}^*}{2} \right) - k^* DE^* \frac{1}{(1+a)^2} \tau_{N-1}^{*a} \ln \tau_{N-1}^* \quad (3.21)$$

Método de cálculo.

Sea el vector de parámetros $\theta = (k^*, a)$. Definimos las siguientes ecuaciones:

$$V_{q_i}^* = t_i^* \quad i=1, \dots, n \quad (3.22)$$

$$f(t_i^*, \theta) = y_m^*(k^*, a, x_i^*) x_i^* + \int_0^{x_i^*} k^* (t_i^* - t_s^*)^a ds^* + V_{esc_i}^* \quad i=1, \dots, n \quad (3.23)$$

$$V_{q_i}^* = f(t_i^*, \theta) + r_i \quad i=1, \dots, n \quad (3.24)$$

Donde:

$V_{q_i}^*$: es el volumen entrado medido;

$f(t_i^*, \theta)$: es el volumen calculado, o sea la suma de los tres componentes de la ecuación de continuidad (volumen superficial, infiltrado y escorrentía);

A partir de este momento se supone que todas las variables son adimensionales y se omitirá el asterisco.

Definiendo la función objetivo $S(\theta)$ por :

$$S(\theta) = \sum_{i=1}^n r_i^2 \quad (3.25)$$

O bien en forma matricial

$$S(\theta) = r(\theta)^T r(\theta) \quad (3.26)$$

Donde:

$r(\theta)$ es un vector (nx1) de residuos de la ecuación (25) para los n instantes.

Se trata, pues, de buscar el vector de parámetros que proporciona el mínimo de función S , la cual es una suma de cuadrados, en la que cada término está compuesto a su vez por dos funciones no lineales, y_m^* y el volumen infiltrado.

A continuación se describen las características más importantes del método utilizado. Una exposición más detallada se puede encontrar en Fletcher (1980) y Gill et al. (1981).

Resolución del método Gauss-Newton.

Un estimador de mínimos cuadrados θ se obtiene cuando

$$\left. \frac{\partial S(\theta)}{\partial \theta_r} \right|_{\theta = \hat{\theta}} = 0 \quad r=1,2 \quad (3.27)$$

Haciendo un desarrollo de Taylor en la proximidad de θ^0 de la función $f_i(t, \theta)$, que se representará por $f_i(\theta)$, se obtiene:

$$f_i(\theta) \approx f_i(\theta^0) + \sum_{r=1}^p \left. \frac{\partial f_i}{\partial \theta_r} \right|_{\theta = \hat{\theta}} (\theta_r - \theta_r^0) \quad (3.28)$$

o, en notación vectorial

$$f(\theta) = f(\theta^o) + F^o(\theta - \theta^o) \quad (3.29)$$

Donde:

$$f(\theta)^T = (f_1(\theta), f_2(\theta), f_3(\theta), \dots, f_n(\theta))$$

$$F^o = \partial f(\theta) / \partial \theta^T.$$

Sustituyendo (3.29) en (3.26) resulta

$$S(\theta) = \|r(\theta^o) - F^o(\theta - \theta^o)\|^2 \quad (3.30)$$

El valor mínimo de $S(\theta)$ por (3.30) resulta cuando :

$$F^{oT} \cdot F^o \cdot \delta - F^{oT} \cdot r = 0 \quad (3.31)$$

Siendo:

$$\delta = \theta - \theta^o$$

Si se continúa con iteraciones sucesivas a partir de θ^o . El esquema iterativo del método Gauss-Newton en la k -ésima iteración se expresa por

$$\delta^k = [F^{kT} F^k]^{-1} F^{kT} r^k \quad (3.32)$$

y

$$\theta^{k+1} = \theta^k + \delta^k \quad (3.33)$$

De lo planteado hasta ahora se puede comprobar que el algoritmo de Gauss-Newton es un caso particular del algoritmo de Newton, que se obtiene haciendo un desarrollo de Taylor de segundo orden de (3.26).

El esquema iterativo del método de Newton se expresa por:

$$\delta^k = -H(\theta)^{k-1} g(\theta)^k = -[J^{kT} J^k + A]^{-1} J^{kT} r^k \quad (3.33)$$

Siendo $g(\theta)$ el vector gradiente, y $H(\theta)$ la matriz Hessiana, los cuales se definen respectivamente por:

$$g(\theta) = \frac{\partial S(\theta)}{\partial \theta} = 2 \sum_{i=1}^n r_i(\theta) \frac{\partial r_i(\theta)}{\partial \theta} = 2 J^T r \quad (3.34)$$

Siendo:

$$J = J(\theta) = \frac{\partial r}{\partial \theta^T} = -F'(\theta) \quad (3.35)$$

$$H(\theta) = \frac{\partial S(\theta)}{\partial \theta \partial \theta^T} = 2 \sum_{i=1}^n \frac{\partial r_i(\theta)}{\partial \theta} \frac{\partial r_i(\theta)}{\partial \theta^T} = 2 (J^T J + A) \quad (3.36)$$

Donde:

$$A = A(\theta) = \sum_{i=1}^n r_i(\theta) \frac{\partial^2 r_i(\theta)}{\partial \theta \partial \theta^T} \quad (3.37)$$

Como $J^k = -F^k$, el algoritmo de Gauss-Newton (3.32) puede ser reescrito por:

$$\delta^k = -[J^{kT} J^k]^{-1} J^{kT} r^k \quad (3.38)$$

Esta ecuación se diferencia de (3.34) en que se ha realizado una aproximación lineal del Hessiano, despreciando el término A del algoritmo de Newton.

El algoritmo de Gauss-Newton debe ser modificado para garantizar su estabilidad numérica.

La técnica propuesta por Brown y Dennis (1971) obtiene la dirección de búsqueda a partir de:

$$\delta^k = -[J^{kT} J^k + B^k]^{-1} J^{kT} r^k \quad (3.39)$$

Donde B es una estimación de la matriz A, que se obtiene por:

$$B = \sum_{i=1}^n r_i \beta_i \quad (3.40)$$

siendo β_i una estimación de $\frac{\partial^2 r_i(\theta)}{\partial \theta \partial \theta^T}$

El cálculo y almacenamiento de β_i es casi del mismo orden que calcular el Hessiano, por lo que se ha intentado solucionar utilizando la ecuación (3.43), la cual fue propuesta por Powell (1970) y modificada por Bartolomew-Biggs (1977).

$$B^{k+1} = \alpha B^k + \frac{(V - \alpha B^k \delta^k) (V - \alpha B^k \delta^k)^T}{(V - \alpha B^k \delta^k)^T \delta^k} \quad (3.41)$$

Donde:

α es un factor de escala:

$$\alpha = \frac{r^{k+1T} r^k}{r^{kT} r^k} \quad (3.42)$$

$$V = (J^{k+1} - J^k)^T r^{k+1} \quad (3.43)$$

Con éste método se consigue una mayor estabilidad numérica de la matriz Hessiana y por tanto en principio es un método bien adaptado a la identificación de los parámetros en un modelo hidrológico del riego superficial.

Descripción del programa.

Estructura del programa.

El programa desarrollado en este trabajo se denomina OPTYMO. El lenguaje de programación utilizado es el FORTRAN 77 debido a la facilidad de utilizar subrutinas de optimización escritas en este lenguaje.

La estructura del programa se representa en la figura 3.20. El programa se compone de un programa principal y una serie de subrutinas que efectúan tareas concretas.

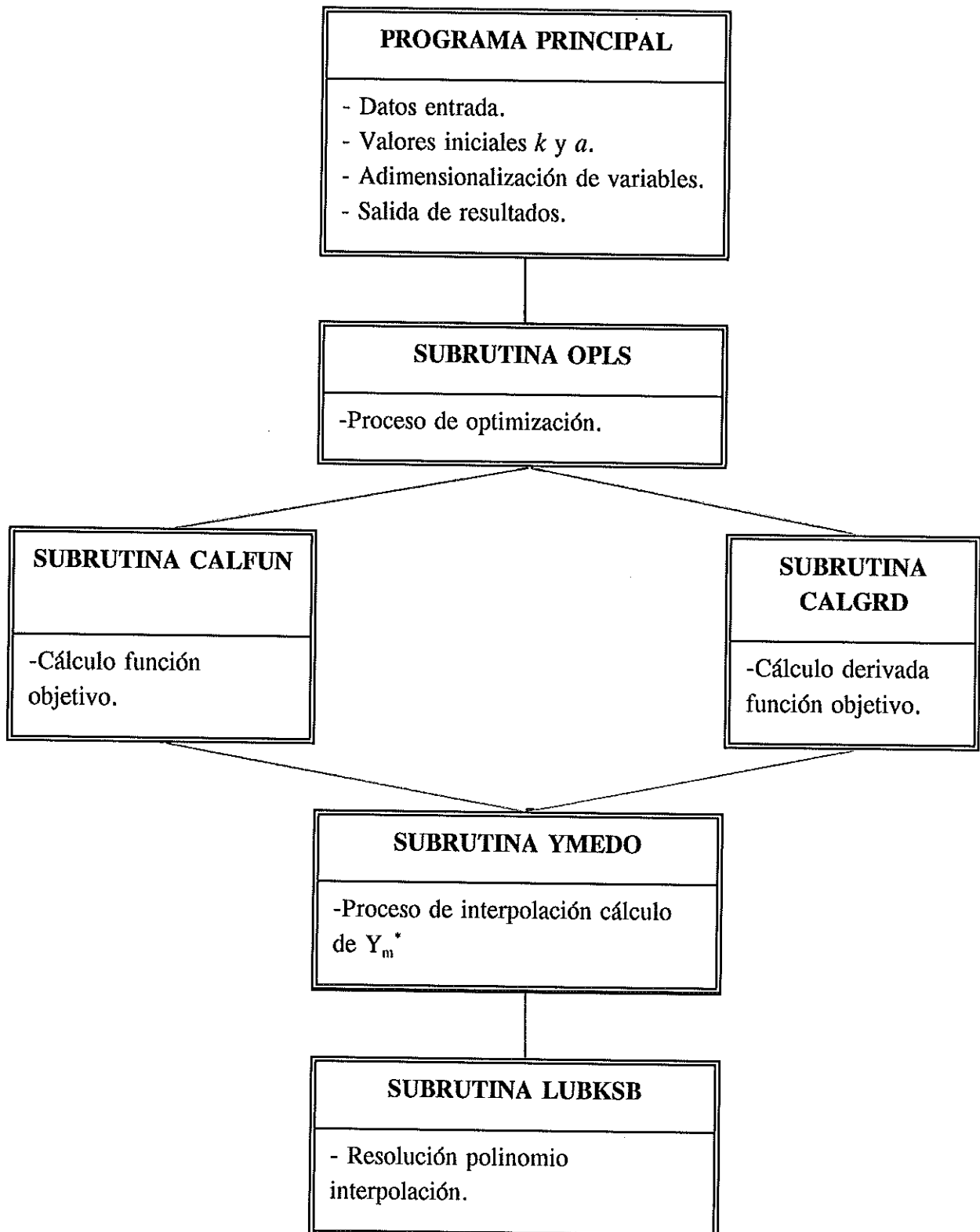


Figura 3.20 : Estructura del programa OPTYM0

El programa principal se encarga de la entrada y salida de datos, efectúa la inicialización de algunas variables y realiza unas comprobaciones previas de los datos introducidos para que no incumplan alguno de los condicionantes del programa.

También realiza la estimación de unos valores iniciales de las variables k , y a utilizando el método de Burt et al. (1982) modificado por Monserrat, J. y J. Barragán (1991), suponiendo que $y_m = 0.77 y_n$, lo cual sólo es aplicable a parcelas con pendiente. En parcelas sin pendiente el valor inicial lo ha de proporcionar el usuario. A su vez adimensionaliza todas las variables según sea la pendiente, nula o no.

A continuación comienza el proceso de optimización que es gobernado por la subrutina OPLS (Hatfield, 1989), cuya base matemática es el método de Gauss-Newton expuesto anteriormente. Dicha subrutina tiene a su vez cuatro subrutinas que han sido desarrolladas por el autor para resolver el problema particular que nos ocupa:

CALFUN, calcula el valor de la función objetivo en los instantes planteados (ec. 3.17). El valor de y_m lo calcula por el procedimiento de interpolación expuesto anteriormente, mediante la subrutina YMED busca los ocho puntos del hexaedro que inscribe el punto deseado y la subrutina LUBKSB resuelve el sistema de ecuaciones resultante (ec.3.11).

La integral del volumen infiltrado se evalúa mediante la regla del trapecio, excepto en el último tramo en que se aplica el factor de forma subsuperficial hallado por Hart et al., 1968. (ec.3.19).

CALGRD, calcula el valor de las derivadas de los términos del sumatorio de la función objetivo respecto a cada una de las variables k y a . Para ello utiliza las subrutinas YMED y LUBKSB antes mencionadas. Con el fin de disminuir el tiempo de cálculo, en el caso de que OPLS llame a CALFUN y luego a CALGRD

con los mismos puntos, no se vuelve a resolver el polinomio de interpolación sino que se guardan los coeficientes del mismo para calcular las derivadas.

Datos de entrada.

La entrada de datos se realiza mediante un archivo con la siguiente estructura :

Línea 1 : Número de instantes para los que se desea ajustar los parámetros de infiltración , Caudal de entrada (m^3/min), Longitud total de la parcela (m), Distancia entre estaciones de medida del avance (m), rugosidad hidráulica (Coeficiente de Manning ($\text{m}^{-(1/3)} \text{s}$)), Pendiente (m/m).

Línea 2 : Tiempos de avance a las estaciones (min), Tiempo de corte (min).

Línea 3 : Tiempos de receso en las estaciones (min).

Línea 4 : Tiempos en los que se desea ajustar los parámetros de infiltración (min).

Línea 5 : Volúmenes de escorrentía para los instantes en que se desea ajustar los parámetros de infiltración (m^3).

Línea 6 : Se dan valores iniciales de las variables k y a ?; 1 (Si), 0 (No).

Línea 7 : Si línea 6 es igual a 1, valores iniciales de k (m/min) y a .

Línea 8 : Radio de convergencia (EPS), normalmente $\text{EPS} = 10^{-4}$, en el caso de que la función objetivo sea muy plana se pueden dar valores más pequeños. El valor mínimo es 10^{-8} .

Datos de salida:

- los valores iniciales de las variables k y a ,
- los valores resultantes del proceso de optimización,
- el valor de la suma de cuadrados (función objetivo),
- el valor de los residuos para cada instante.
- el error medio de Balance de Volumen que se define por:

$$\epsilon_{bv} = \frac{\sum_{i=1}^M \frac{|r_i^*|}{q^* t_i^* - V_{esc_i^*}}}{M} \quad (t_i^* < t_{co}^*) \quad (4.15)$$

$$\epsilon_{bv} = \frac{\sum_{i=1}^M \frac{|r_i^*|}{q^* t_{co}^* - V_{esc_i^*}}}{M} \quad (t_i^* > t_{co}^*) \quad (4.16)$$

También hay unos datos intermedios que salen por pantalla pero no se graban en el archivo que son los valores de las variables y de los residuos en cada iteración.

El último mensaje indica como se ha finalizado la optimización, pueden darse seis casos:

CONVERGE indica que se ha encontrado un mínimo dentro del radio de convergencia definido.

PUNTO INICIAL NO VALIDO se produce cuando no se puede calcular la función en el primer punto de prueba.

MAS DE IMAX ITERACIONES indica que se han sobrepasado el número máximo de iteraciones que el programa define en 50.

BUSQUEDA TERMINADA EN EL LIMITE DE LA REGION VALIDA aparece cuando OPLS se dirige a una zona donde la función objetivo no existe. (p.e. $0 > a > 1$, $0.1 > k^* > 3$, $0.01 > k_0^* > 8$)

NO SE CONSIGUE MAS DISMINUCION significa que OPLS no puede hacer mas progresos. El punto puede estar cerca del mínimo, sobre todo en el caso de que el Radio de convergencia sea muy pequeño en relación a la precisión de cálculo de la función objetivo y de los gradientes. Se pueden hacer pruebas alrededor de este punto para ver si realmente es un mínimo local o no.

IV. VERIFICACION DEL MÉTODO.

CAPÍTULO IV. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO.

Verificación del modelo hidrológico.

Un paso previo para la verificación del método inverso es comprobar que el modelo hidrológico mixto en que se basa sea suficientemente preciso. Para ello se ha de cumplir que a partir de una pareja de valores k^* , a y los datos de avance que les correspondan (x^*, t^*) , el residuo de la ecuación (3.19) ha de ser prácticamente nulo, y por tanto la diferencia de cada uno de los términos de la ecuación (volumen entrado, superficial, infiltrado, y de escorrentía) respecto al valor real a de ser nula. El término del volumen entrado es de obtención directa, y el del volumen de escorrentía es un dato para el método inverso, por lo que los únicos que se han contrastado han sido el volumen superficial y el infiltrado.

Dicha comprobación se ha realizado tomando como referencia los valores proporcionados por un modelo de inercia nula (BRDRFLW, Strelkoff 1985), del cual se han tomado datos de:

- Tiempo de avance (t^*, x^*)
- Volumen superficial $(V_{y^*}^*, x^*)$
- Volumen infiltrado $(V_{z^*}^*, x^*)$

A partir de los datos de avance (x^*, t^*) y los parámetros de infiltración, se han introducido en el modelo hidrológico planteado (ec. 3.19) y se han calculado los términos del volumen superficial y del volumen infiltrado \hat{V}_y^* , \hat{V}_z^* .

Conociendo los volúmenes superficial e infiltrado según los dos modelos, se pueden calcular las diferencias relativas del modelo hidrológico respecto del modelo de inercia nula. La definición de estas diferencias es:

- Diferencia relativa de Volumen superficial

$$\delta_y = \frac{V_y^* - \hat{V}_y^*}{V_y^*} \quad (4.1)$$

- Diferencia relativa de Volumen infiltrado

$$\delta_z = \frac{V_z^* - \hat{V}_z^*}{V_z^*} \quad (4.2)$$

- Diferencia relativa de Balance de volumen,

$$\delta_{bv} = \frac{V_q^* - (\hat{V}_y^* + \hat{V}_z^*)}{V_q^*} \quad (4.3)$$

Los resultados obtenidos (Figs. 4.1 a 4.4) muestran que las diferencias, en valor absoluto, oscilan entre el 0 y el 2 %, lo cual puede considerarse una buena precisión. También se observa que la diferencia relativa del volumen infiltrado es normalmente la menor de las tres. Además $\delta_y > \delta_z$, debido probablemente a la imprecisión inherente al método de interpolación utilizado para el cálculo del volumen superficial, mientras que el método de cálculo del volumen infiltrado es el mismo que el del modelo de inercia nula. δ_{bv} está bastante influenciado por δ_y , pero su valor es siempre menor que δ_y .

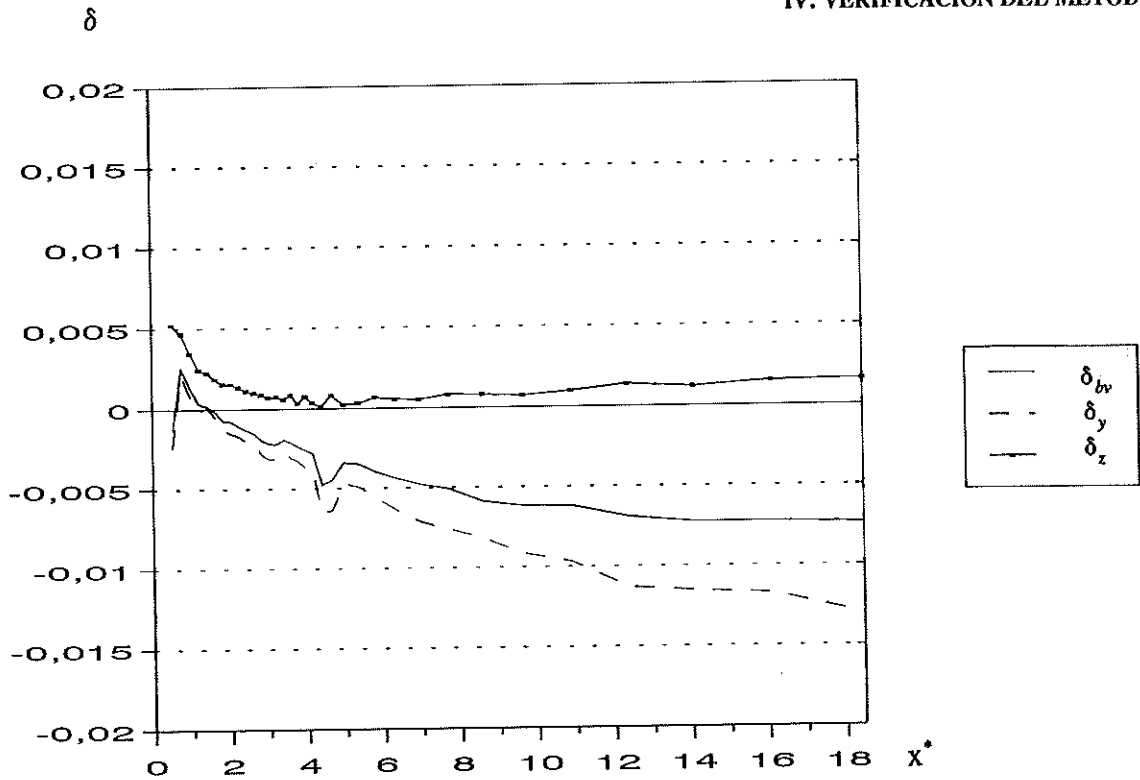


Fig. 4.1. Diferencias relativas en el cálculo del Volumen Superficial infiltrado y balance de volumen entre el modelo de inercia nula y el modelo hidrológico. Para $k^* = 0,23$ $a = 0,34$ y $S \neq 0$

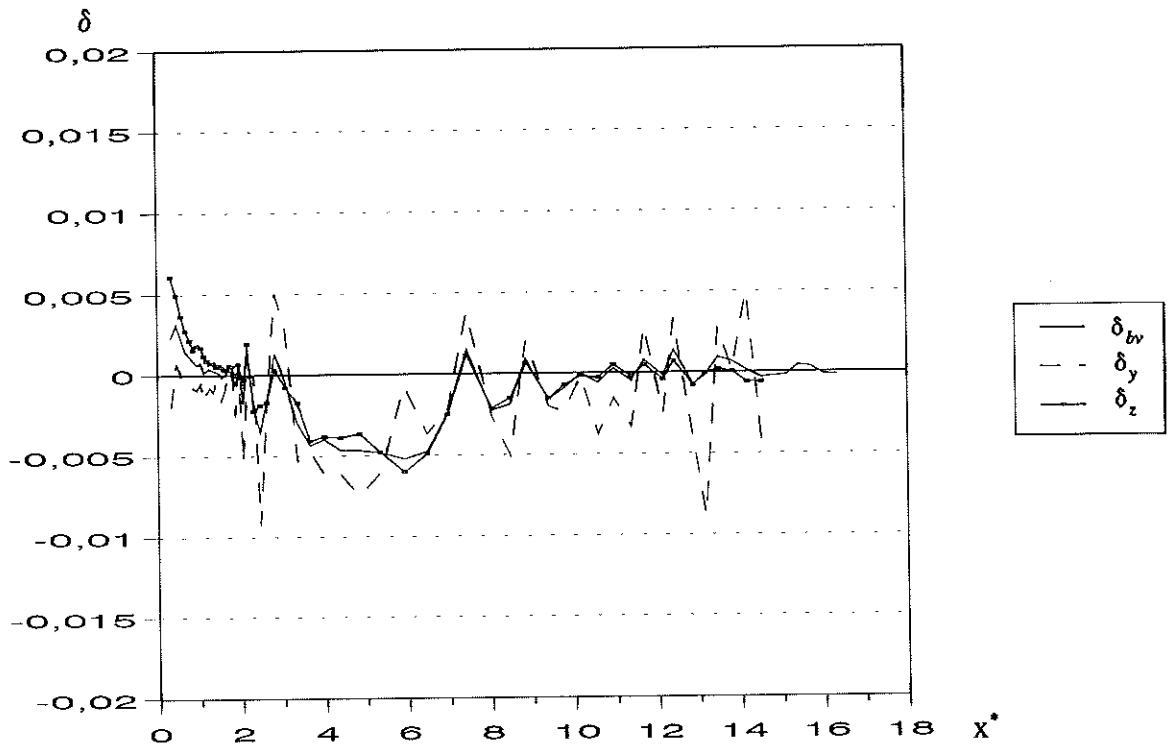


Fig. 4.2. Diferencias relativas en el cálculo del Volumen Superficial infiltrado y balance de volumen entre el modelo de inercia nula y el modelo hidrológico. Para $k^* = 1,34$ $a = 0,43$ y $S \neq 0$.

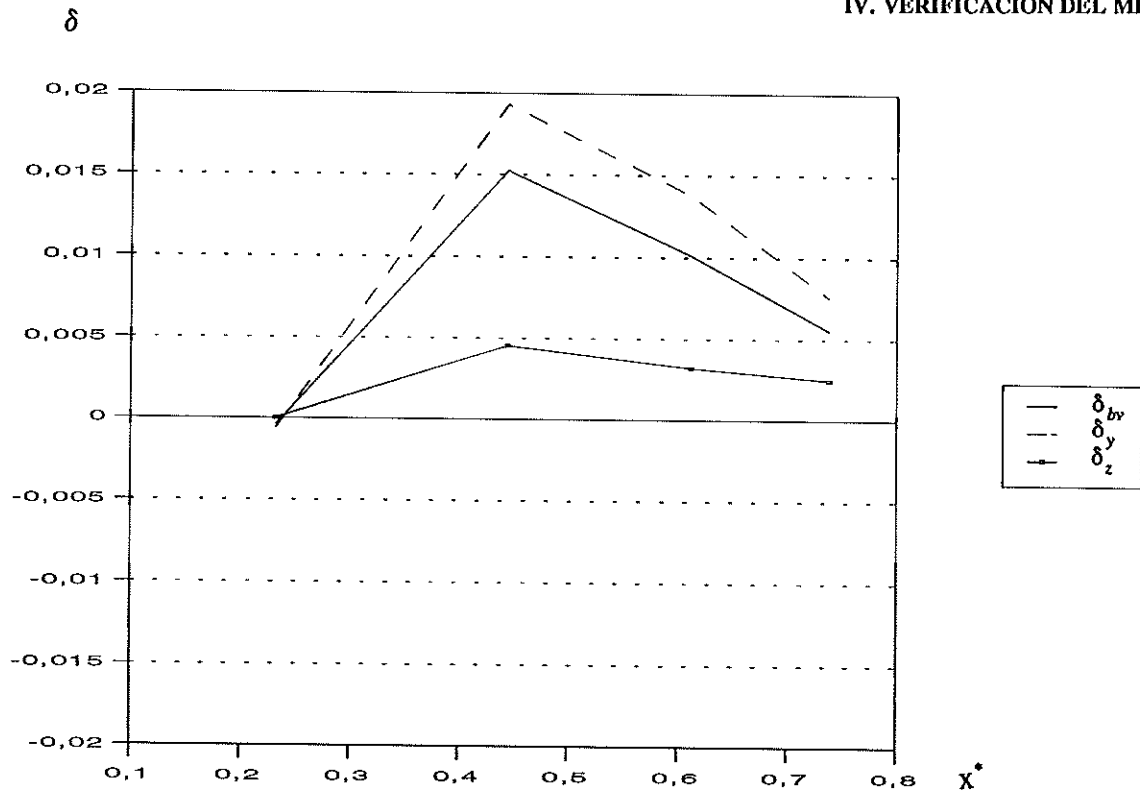


Fig. 4.3. Diferencias relativas en el cálculo del Volumen Superficial infiltrado y balance de volumen entre el modelo de inercia nula y el modelo hidrológico. Para $k^* = 0,8$ $a = 0,81$ y $S=0$.

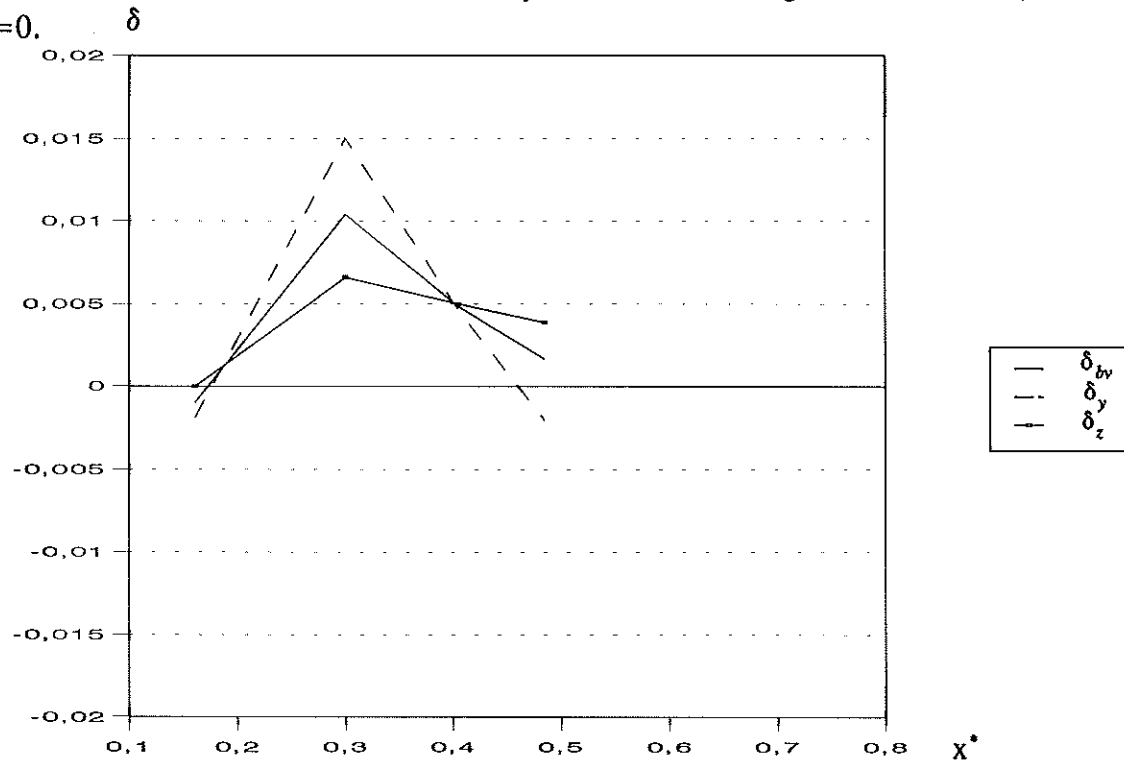


Fig. 4.4. Diferencias relativas en el cálculo del Volumen Superficial infiltrado y balance de volumen entre el modelo de inercia nula y el modelo hidrológico. Para $k^* = 1,6$ $a = 0,52$ y $S=0$.

Error en el cálculo del volumen infiltrado al suponer $y_m = 0.77$

En los métodos inversos basados en el modelo hidrológico, la determinación del volumen infiltrado en un instante se obtiene como diferencia entre el volumen entrado menos el superficial :

$$V_z^* = V_q^* - V_y^* \quad (4.4)$$

Donde :

V_q^* , Volumen entrado.

V_y^* , Volumen superficial.

V_z^* , Volumen infiltrado.

Resulta pues interesante determinar la influencia del error en la estimación del volumen superficial (ϵ_y) sobre el cálculo del volumen infiltrado.

El error en la determinación de V_q^* es de menor magnitud que el que se puede cometer en V_y^* , ya que este último no se puede medir de forma directa (Cap. II), por lo que a partir de ahora supondremos que el error en V_q^* es igual a cero . Definiremos el volumen infiltrado **estimado** como :

$$\hat{V}_z^* = V_q^* - \hat{V}_y^* \quad (4.5)$$

Por otra parte la hipótesis más frecuente en la estimación de V_y^* es $\sigma_y = 0.77$, y suponiendo $y_o = y_n \Rightarrow y_o^* = 1$; y por tanto (ec. 3.7) $y_m^* = 0.77$, luego :

$$\hat{V}_y^* = y_m^* x^* = 0.77 x^* \quad (4.6)$$

Los errores absolutos cometidos en la estimación son :

$$\begin{aligned}\epsilon_y &= V_y^* - \hat{V}_y^* \\ \epsilon_z &= V_z^* - \hat{V}_z^*\end{aligned}\tag{4.7}$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (4.4, 4.5, y 4.7) $\epsilon_z = -\epsilon_y$.

El error expresado en forma relativa permite una mejor interpretación que el absoluto, y además coinciden el valor dimensional y el adimensional.

$$\epsilon_z = \frac{\epsilon_z}{V_z^*} = \frac{-\epsilon_y}{V_z^*} = \frac{-(y_m^* - 0.77) x^*}{V_z^*}\tag{4.8}$$

Dicho error será mínimo para ϵ_y mínimo ($y_m^* = 0.77$) y cuando V_z^* sea máximo. Su valor depende de las variables independientes del fenómeno, k^* , a , y x^* . En las figuras 4.5 a 4.7 se halla representado para varias combinaciones de estas variables.

Las curvas obtenidas muestran una tendencia general similar, en la fase inicial del avance el error es positivo (se infraestima V_z^*) y de magnitud generalmente muy grande (0.1 - 1.5), además la pendiente de la curva es también muy grande por lo que el error varía muy rápidamente. A partir de $x^* = 1$ la pendiente de las curvas disminuye hasta hacerse prácticamente horizontal (excepto para $k^* = 0.1$, $a = 0.5$, fig, 4.5), por tanto a partir de esta distancia el error se mantiene prácticamente independientemente de la distancia avanzada.

Las combinaciones de k^* , y a que dan ϵ_z relativamente pequeños (< 0.1), en la zona estabilizada, son : $k^* = 0.5$, $a = 0.5$ hasta $k^* = 3.0$, $a = 0.7$. Para valores de k^* , y a bajos, ϵ_z aumenta.

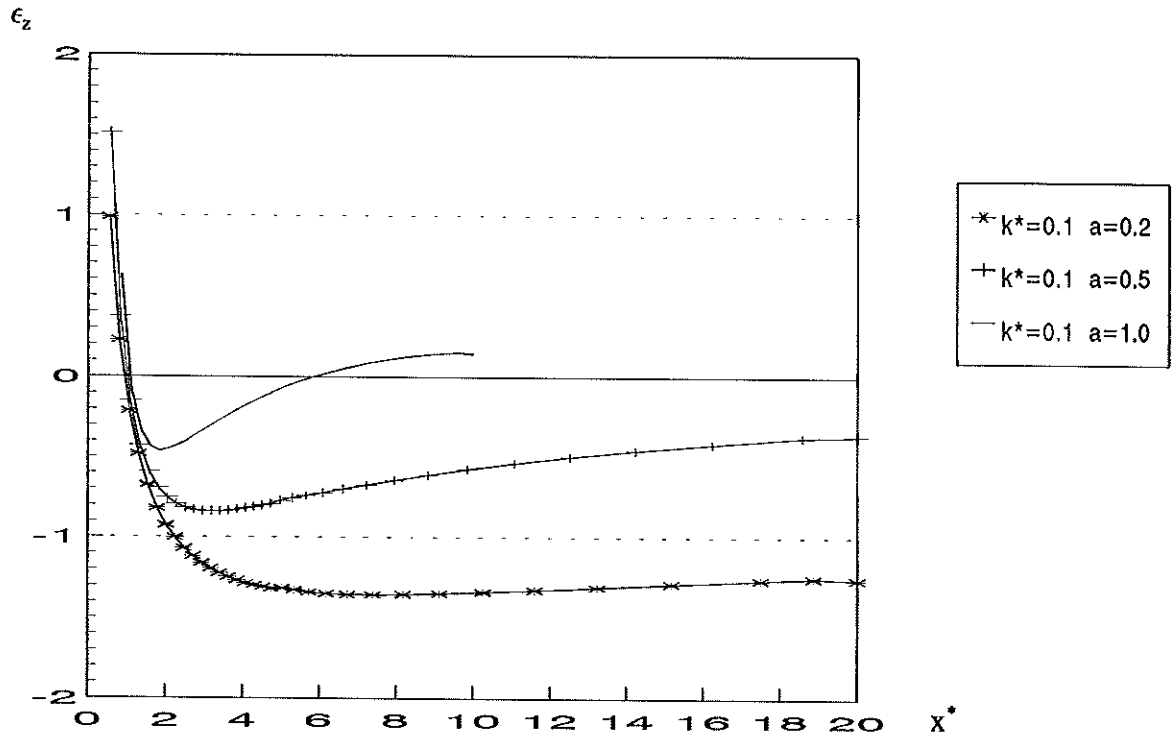


Fig. 4.5. Error en la estimación del volumen infiltrado por suponer $y_m = cte = 0,77$.

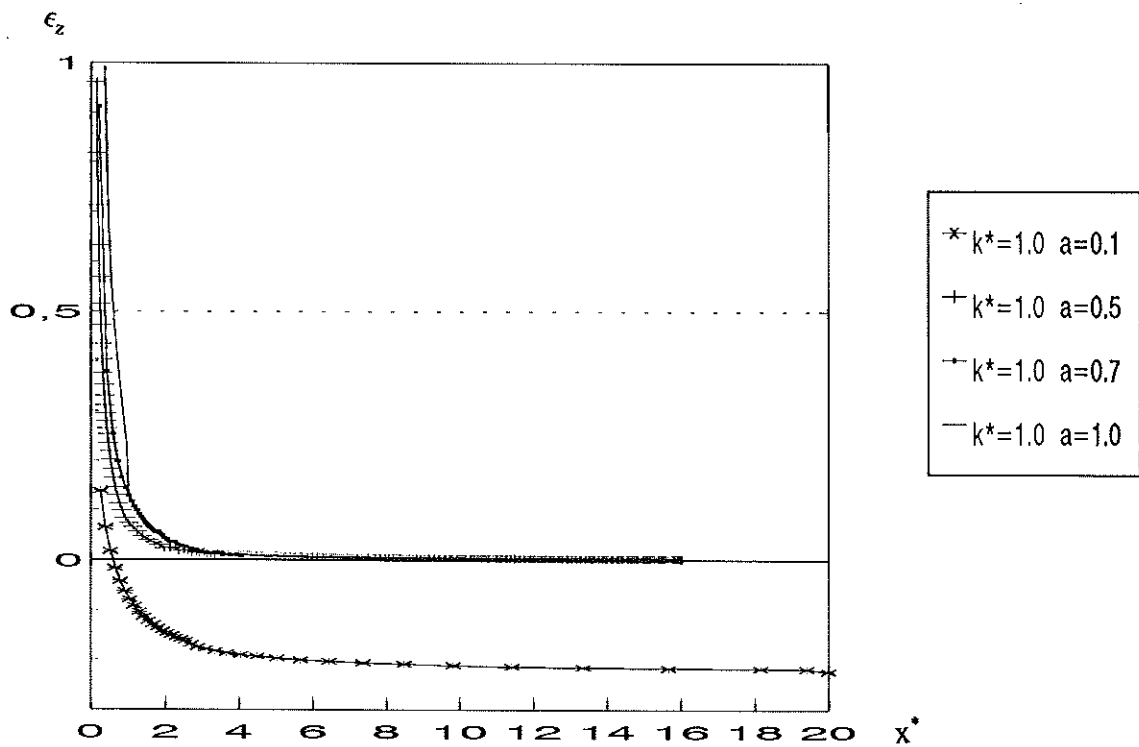


Fig. 4.6. Error en la estimación del volumen infiltrado por suponer $y_m = cte = 0,77$.

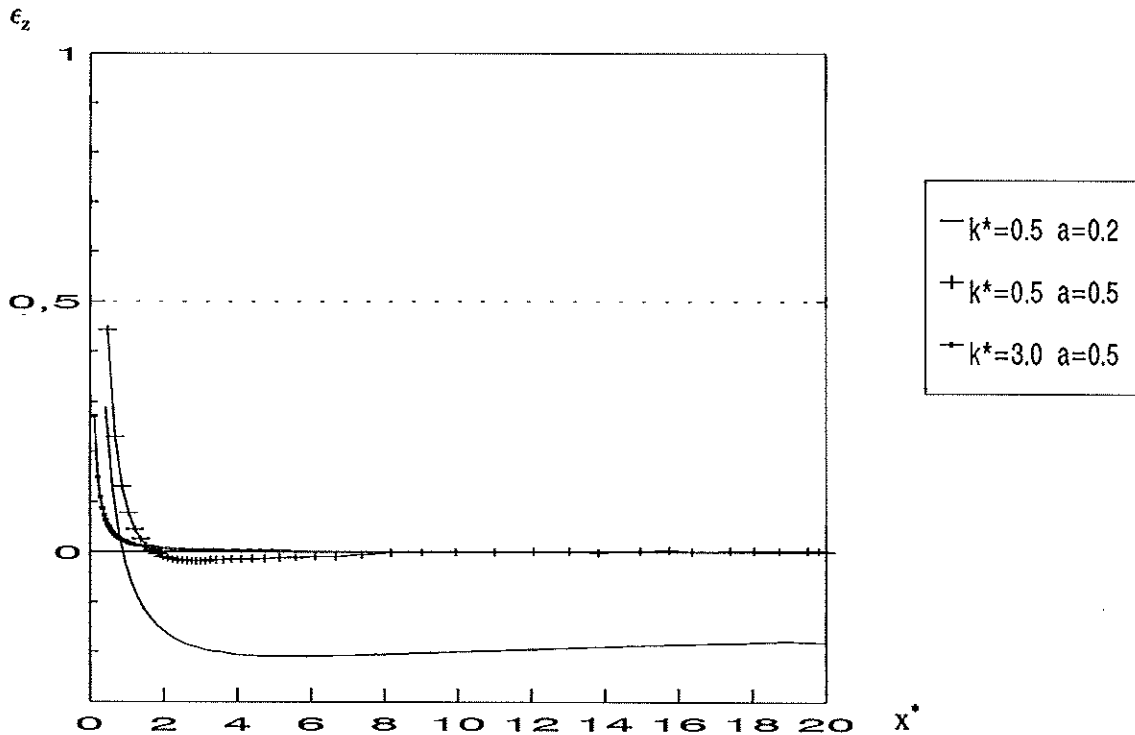


Fig. 4.7. Error en la estimación del volumen infiltrado por suponer $y_m = cte = 0,77$.

Verificación del método con datos simulados.

Un problema que surge en la contrastación del método inverso para la determinación de los parámetros de infiltración es que dada la complejidad del fenómeno es difícil su caracterización (Davis y Fry, 1963; Clemmens, 1981; Warrick, 1983). La solución generalmente más adoptada para contrastar unos determinados parámetros es entrarlos en un modelo de simulación y ver si son capaces de reproducir el fenómeno observado.

El procedimiento de verificación seguido en este apartado es el siguiente: partiendo de datos de avance, receso, etc., obtenidos mediante un modelo de simulación, donde se fijan *a priori* los parámetros de infiltración, se resuelve el problema inverso y se contrasta el resultado obtenido con los valores iniciales.

A partir de unos datos de una parcela normal de riego por tablares se han ido haciendo simulaciones variando el parámetro a . Los valores de entrada comunes para todas las simulaciones han sido los siguientes:

$$q = 7.56 \text{ l/s/m}$$

$$L = 190 \text{ m}$$

$$n = 0.12 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$$

$$k = 10.07 \text{ cm/h}^a$$

Condición de contorno inferior : Sin escorrentia libre

En la tabla 4.1 figura el código empleado y los parámetros de entrada que varían para cada **riego simulado**.

Tabla 4.1 : Valores de las variables no comunes en las simulaciones realizadas.

Código datos	S (m/m)	a	t_{co} (min)
ARB1A1	0.00317	0.1	40
ARB1A3	0.00317	0.3	48
ARB1A5	0.00317	0.5	60
ARB1A7	0.00317	0.7	70
ARB1A4	0.00000	0.4	90

A partir de los tiempos de avance y receso obtenidos mediante simulación y los otros parámetros de entrada del programa OPTYM0 (Ver Descripción del programa, Cap.III) se puede comprobar el funcionamiento de éste.

En la figura 4.8 se representan las curvas de avance obtenidas mediante simulación para $t_s < t_{co}$. Viendo estas curvas parece que existe una contradicción; a medida que aumenta a , el tiempo de avance para una determinada distancia disminuye. Esto se explica representando las funciones de infiltración para cada

caso (Fig. 4.9). Se comprueba que para el rango de tiempos de contacto menores de 1 hora a medida que aumenta a , disminuye la altura de agua infiltrada para un mismo tiempo, y por tanto el avance es más rápido. Para tiempos de contacto mayores de una hora el orden de las curvas se invierte. Como se verá más adelante este hecho no ha influido en las prestaciones del modelo.

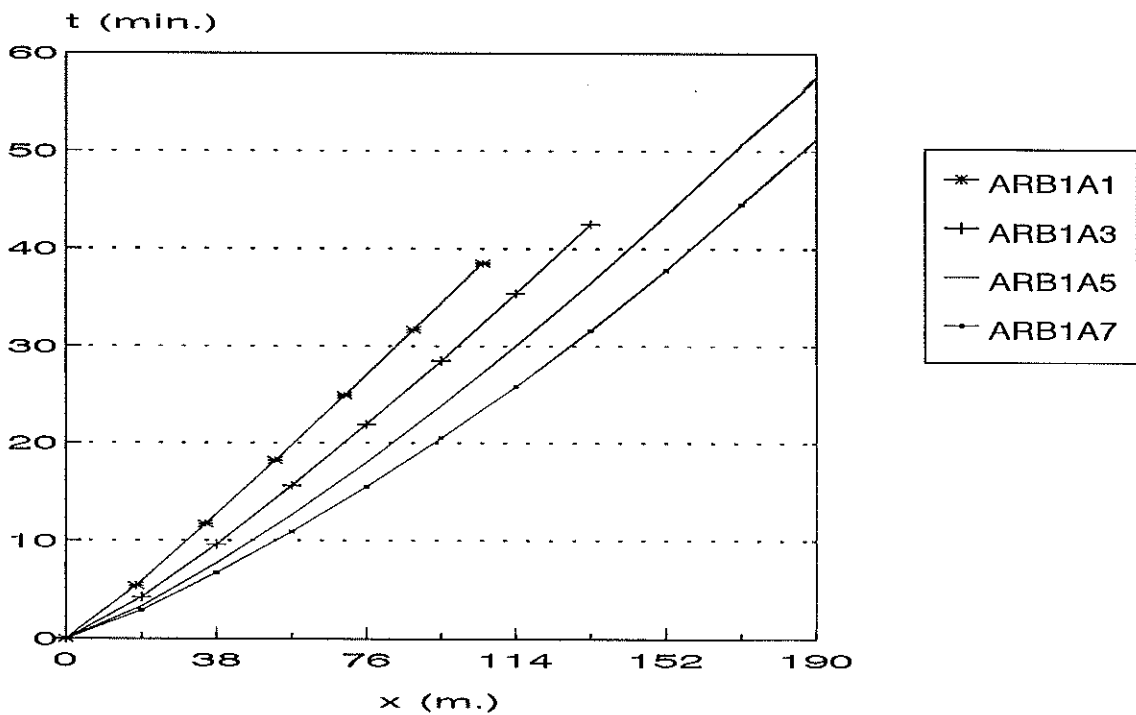


Figura 4.8. Curvas de avance simuladas ($t < t_{co}$).

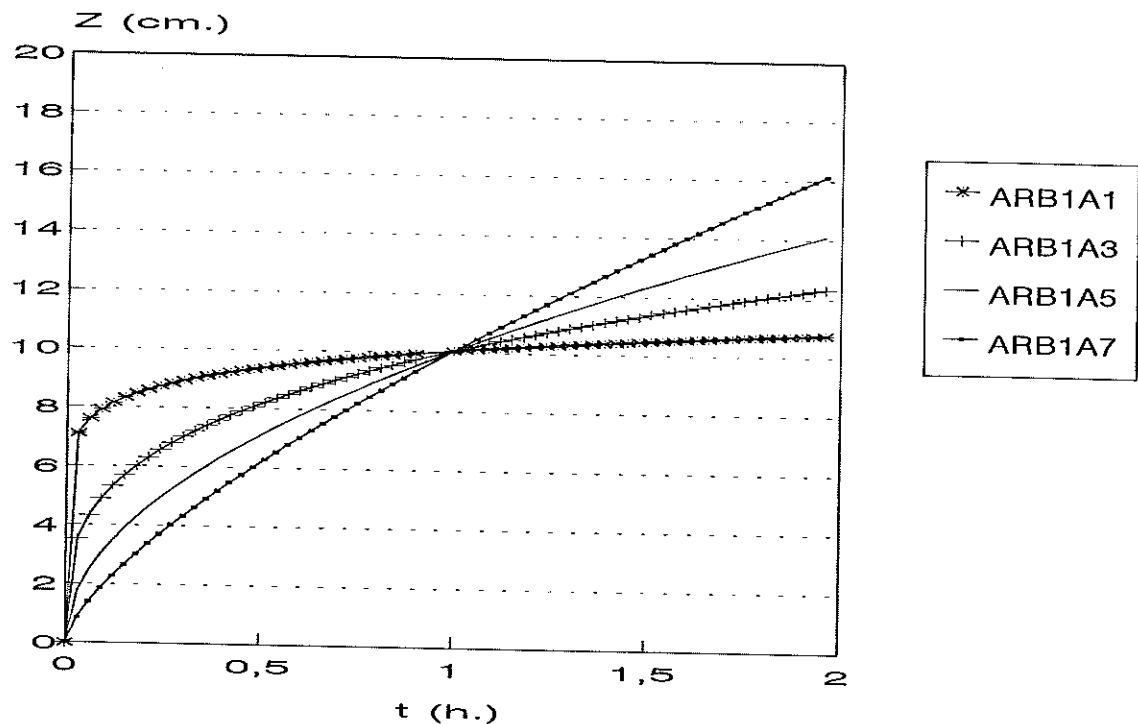


Figura 4.9. Curvas de infiltración para los datos simulados.

Una de las cuestiones a analizar en todo método inverso es la unicidad de la solución, o sea su independencia respecto del valor inicial. Para los datos de ARB1A3 se comprueba que el modelo es insensible al valor inicial (tabla 4.2) lo cual implica que la función objetivo posee un mínimo, y éste es el mínimo absoluto (Lo anterior también se ha verificado para el resto de pruebas analizadas en este trabajo). Este resultado contrasta con el de otros métodos inversos basados en técnicas de optimización como el de Walker y Busman (1990), Katopodes (1990), Azevedo (1992) (Cap. II), los cuales presentan mínimos locales. La razón de esta diferencia puede deberse a que los autores anteriores trabajan con modelos de onda cinemática y de inercia nula en forma diferencial, y con funciones objetivo basadas principalmente en los tiempos de avance, mientras que el modelo que se presenta al trabajar con la ecuación de continuidad en forma integral puede incluir esta ecuación en la función objetivo lo que le da una gran robustez.

Tabla 4.2. Valor inicial (ρ) y valor final (ρ) de los parámetros de infiltración, aplicando el método inverso a los datos ARB1A3.

k_i^*	k_i (cm/h ^a)	a_i	k_f^*	k_f (cm/h ^a)	a_f
0.39	21.5	0.75	0.58	9.6	0.276
0.27	8.7	0.53	0.58	9.6	0.276
0.12	0.01	0.01	0.58	9.6	0.276
0.13	4.3	0.53	0.58	9.6	0.276
0.55	17.5	0.53	0.58	9.6	0.276
1.31	15.3	0.13	0.58	9.6	0.276

En la figura 4.10 se representa el proceso de convergencia seguido por el algoritmo de optimización para los casos de la tabla 4.2. Se observa que el número de iteraciones para llegar al punto final va de 3 a 6. La convergencia en el valor de k^* es más rápida que en a , lo cual coincide con los resultados de otros autores (Walker y Busman, 1990, Azevedo, 1992).

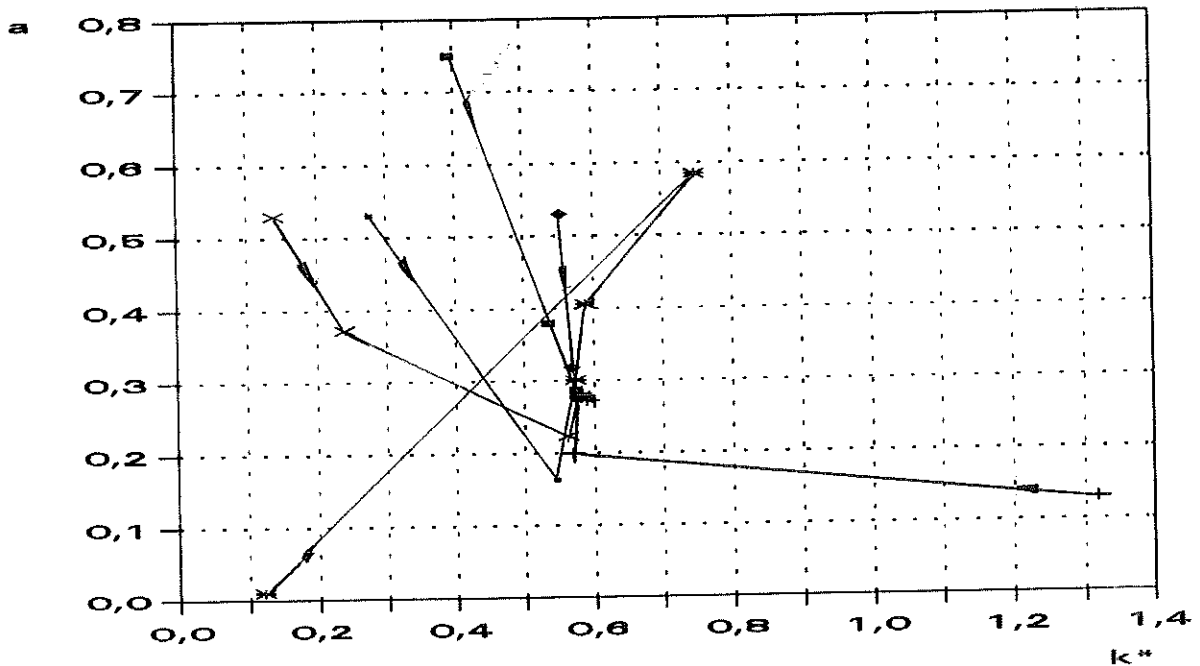


Figura 4.10. Itinerarios de convergencia para ARB1A3, partiendo de diversos puntos iniciales.

En este trabajo se han utilizado dos índices para verificar el método:

- Error relativo en la estimación de un parámetro de infiltración (ϵ_k y ϵ_a):

$$\begin{aligned}\epsilon_k &= \frac{k_r - \hat{k}}{k_r} \\ \epsilon_a &= \frac{a_r - \hat{a}}{a_r}\end{aligned}\quad (4.9)$$

Donde: k_r, a_r Valores reales

\hat{k}, \hat{a} Valores estimados por el método inverso

- Error relativo en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}):

$$\epsilon_{zf} = \frac{V_{zf} - \hat{V}_{zf}}{V_{zf}} \quad (4.10)$$

V_{zf} : Volumen infiltrado al final del riego

\hat{V}_{zf} : Volumen infiltrado calculado según los parámetros \hat{k} y \hat{a}

El primer índice da una noción del ajuste de los parámetros obtenidos respecto a los valores reales, mientras que el segundo tiene un significado más físico.

ϵ_{zf} será indicador de la **capacidad de ajuste** del método cuando el tiempo máximo de ajuste sea igual al tiempo de receso en el final de la parcela (t_{recl}), ya que se tendrá en cuenta toda la información del riego para obtener los parámetros de infiltración. Por otra parte el valor de ϵ_{zf} indicará la **capacidad de predicción**, cuando el tiempo máximo de ajuste sea menor que el tiempo de avance al final de la parcela, ya que a partir de una información parcial del riego se pretende deducir los parámetros de infiltración. Esta última capacidad permitiría un control del riego en tiempo real.

Se han realizado varias pruebas de verificación en cada riego, analizando la influencia de:

- el número de puntos de ajuste,
- distancia avanzada máxima tenida en cuenta para el ajuste (x_{max}) (relacionada biunívocamente con el tiempo máximo de ajuste)
- inclusión o no del tiempo final del riego (t_{recl}).

En la tabla 4.3 se explicitan los parámetros anteriores para cada prueba, así como el valor de los parámetros k y a obtenidos por el método inverso y los errores relativos cometidos.

Para comentar los resultados lo haremos a partir de las figuras 4.11 a 4.15, ya que informan a la vez sobre los dos tipos de índices anteriormente comentados.

En el cálculo de ϵ_{zf} para un riego determinado, se parte de los tiempos de contacto obtenidos por el modelo de simulación y los parámetros de infiltración reales. Para una combinación cualquiera de parámetros \hat{k} y \hat{a} , se puede calcular el Volumen infiltrado estimado al final del riego y de aquí ϵ_{zf} (ec. 4.10). En este trabajo se ha fijado un rango de variación del $\pm 30\%$ para cada parámetro de infiltración, el cual engloba todos los resultados obtenidos. La función $\epsilon_{zf} = f(\epsilon_k, \epsilon_a)$ es una superficie que se ha representado mediante curvas de nivel de igual ϵ_{zf} .

En dichas figuras, para un punto (ϵ_k, ϵ_a) se puede obtener ϵ_{zf} . Cada una de las pruebas que figuran en la tabla 4.3 se ha representado mediante un punto en la figura correspondiente al riego.

Un aspecto importante a comentar es que al punto $(\epsilon_k, \epsilon_a) = (0,0)$ (representado por *0), no le corresponde $\epsilon_{zf} = 0$, en ninguna gráfica. Esto es debido a que el modelo de inercia nula comete siempre un error de balance de volumen (ϵ_{bv}) que como máximo puede ser del 5%. Este hecho, que lógicamente

afecta a los tiempos de avance y receso obtenidos , hace que sea imposible obtener los mismos parámetros de partida.

Comparando las figuras entre sí, se observa que para una determinada combinación (ϵ_k, ϵ_a) (p.e. (0.1,0.1), ϵ_{zf} aumenta a medida que lo hace el valor de a real (a_r). Esto es debido a que la pendiente de la función ϵ_{zf} crece, cuando el valor de a_r aumenta.

También se observa que la sensibilidad de ϵ_{zf} respecto de k ($\partial\epsilon_{zf}/\partial\epsilon_k$) es mayor que respecto de a ($\partial\epsilon_{zf}/\partial\epsilon_a$) para valores de a_r pequeños; mientras que para valores de a_r grandes ocurre lo contrario, ($\partial\epsilon_{zf}/\partial\epsilon_k < \partial\epsilon_{zf}/\partial\epsilon_a$). Esto se manifiesta en que la inclinación de las líneas de iso ϵ_{zf} varía para cada riego y por tanto con a_r . Al igual que ocurre entre diferentes riegos, para un mismo riego a medida que aumenta \hat{k} o \hat{a} (ϵ_k o $\epsilon_a < 0$) el valor de la pendiente aumenta.

Tabla 4.3 Resultados del método inverso a partir de datos simulados

Código riego	Prueba n°	N° ptos ⁽¹⁾	X max (m)	k (cm/h ^a)	a	ε _k	ε _a
ARB1A1	1	2a	34	9.51	0.072	0.055	0.280
	2	2a	53	9.49	0.071	0.057	0.290
	3	3a	53	9.49	0.071	0.057	0.290
	4	2a	70	9.62	0.075	0.044	0.250
	5	2a	88	9.68	0.077	0.039	0.230
	6	2a	105	9.69	0.077	0.038	0.230
	7	3a	105	9.82	0.085	0.025	0.150
	8	4f	190	10.25	0.108	-0.02	-0.08
ARB1A3	1	3a	95	9.75	0.276	0.032	0.080
	2	2a	133	9.94	0.286	0.013	0.046
	3	3a	133	9.95	0.287	0.012	0.043
	4	4a	133	9.90	0.284	0.017	0.053
	5	5a	133	9.91	0.284	0.016	0.053
	6	4f	190	10.16	0.297	-8 10 ⁻³	0.010
ARB1A5	1	3a	114	9.51	0.468	0.055	0.064
	2	3a	152	9.71	0.480	0.036	0.040
	3	3a	190	9.72	0.481	0.035	0.038
	4	4f	190	10.02	0.513	5 10 ⁻³	-0.02
ARB1A7	1	3a	95	9.00	0.653	0.103	0.067
	2	3a	152	9.00	0.651	0.106	0.070
	3	3a	171	9.00	0.652	0.106	0.068
	4	3a	190	9.05	0.655	0.106	0.067
	5	4f	190	9.83	0.733	0.023	-0.05
ARB1A4	1	2a	95	9.80	0.362	0.026	0.095
	2	3a	152	9.87	0.368	0.020	0.080
	3	4a	152	9.83	0.364	0.024	0.090
	4	4a	171	10.40	0.363	-0.03	0.092
	5	4f	190	10.17	0.395	-0.01	0.012

⁽¹⁾ n a = n tiempos de ajuste durante el avance
p f = p-1 tiempos de ajuste durante el avance y un punto de receso en el final de la parcela.

En las pruebas con datos de ARB1A1 se ha analizado la **influencia de la distancia avanzada** en los valores de k y a (Tabla 4.3, Fig. 4.11). Hay una tendencia clara de que a medida que aumenta x , disminuyen ϵ_k , y ϵ_a , se observa también que para todos los puntos $\epsilon_k < \epsilon_a$, lo cual concuerda con lo anteriormente expuesto de la sensibilidad de ϵ_{zf} para valores pequeños de a_r . La figura 4.16 representa la evolución $\epsilon_z(x)$ (ec. 4.8) debido al error en la estimación del volumen superficial en el modelo hidrológico, aplicado a ARB1A1. Vemos que para $x = 34$ m., $\epsilon_z = -0.015$, bastante menor que el valor de $\epsilon_{zf} = 0.17$ obtenido al final del riego. Dichos valores no son directamente comparables ya que se refieren a tiempos diferentes, pero esta diferencia se debe al efecto que produce un pequeño error de ajuste en los parámetros, en la extrapolación de éstos para tiempos mayores.

En las pruebas con datos de ARB1A3 (Tabla 4.3, Fig. 4.12) se ha estudiado la **influencia del número de puntos** (M) utilizados para el ajuste de los parámetros de infiltración. El valor de la distancia máxima avanzada (x_{max}) es constante e igual a 133 m (Pruebas 2,3,4,5). Se ve que prácticamente no hay respuesta positiva al incremento del número de puntos, lo cual muestra que el modelo caracteriza bien el fenómeno y pocos puntos de ajuste son suficientes, sin embargo en la aplicación del modelo a datos de campo más adelante se verá que para tener mayor representatividad interesa trabajar con un número de puntos mayor que el mínimo de dos.

La tabla 4.4 permite analizar la **capacidad de ajuste y predicción** del método inverso para los diferentes riegos. La comparación de la segunda y tercera columna permite ver la extrapolación que se realiza con la función de infiltración cuando se obtienen los parámetros a partir del tiempo máximo de avance y se utilizan para calcular el volumen infiltrado al final del riego.

Tabla 4.4 . Variación de ϵ_{zf} según el tiempo máximo de contacto.

Código riego	a	τ_{\max} avance	τ_{\max} fin riego	ϵ_{zf} avance	ϵ_{zf} fin riego
ARB1A1	0.1	38.5	81	0.10	0.02
ARB1A3	0.3	42.5	733	0.10	0.01
ARB1A4	0.4	85.6	435.8	0.12	0.02
ARB1A5	0.5	58.2	515	0.16	0.06
ARB1A7	0.7	51.7	331	0.28	0.15

τ_{\max} : Tiempo de contacto máximo utilizado para el ajuste de los parámetros de infiltración, durante el avance o al final del riego.

ϵ_{zf} : Error en el cálculo del volumen infiltrado al final del riego según que los parámetros de infiltración se obtengan con datos sólo de avance o del riego completo.

El ϵ_{zf} de la última columna es un indicador de la capacidad de ajuste del método, su valor muestra que la magnitud del error es pequeña y que aumenta a medida que crece el valor de a real. Respecto a la capacidad de predicción, lógicamente los errores son mayores, lo cual indica la precaución que hay que tener cuando se utiliza la función de infiltración para obtener volúmenes infiltrados para tiempos superiores al utilizado en el ajuste.

En la figura 4.17 se pueden comparar gráficamente tres funciones de infiltración, la real y dos obtenidas por el método inverso para diferentes tiempos, el máximo del avance y el final del riego (código de riego ARB1A5). Se observa que las tres funciones prácticamente se superponen para tiempos menores que el tiempo máximo de avance, mientras que para tiempos mayores, la función obtenida con el tiempo máximo de avance se desvía bastante de la real.

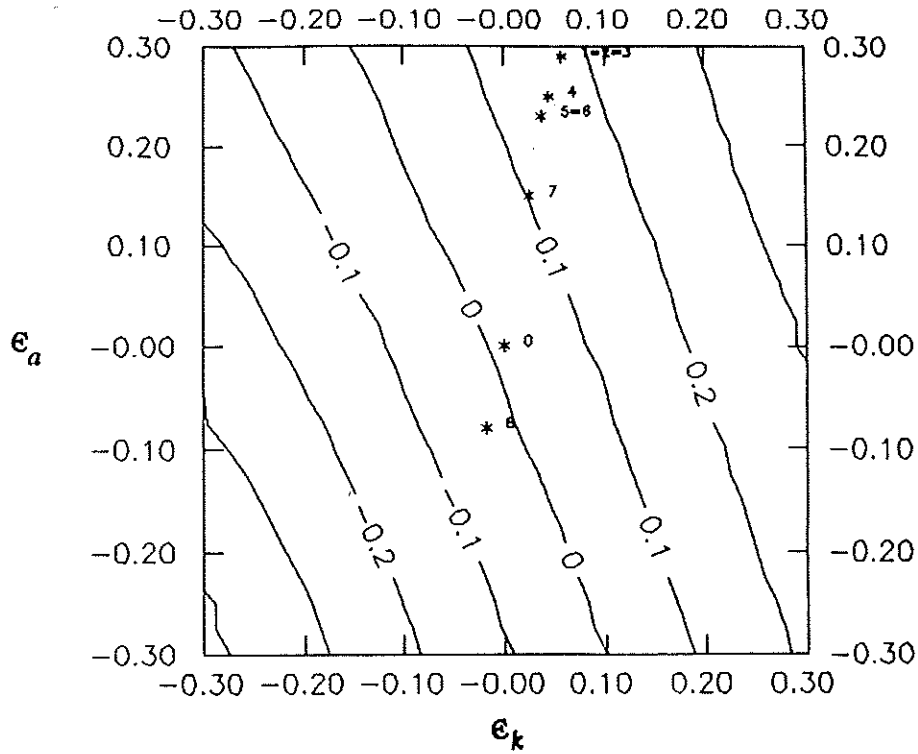


Figura 4.11 . Error en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}) en función del error relativo en k (ϵ_k) o en a (ϵ_a), para diferentes pruebas (*), en ARB1A1.

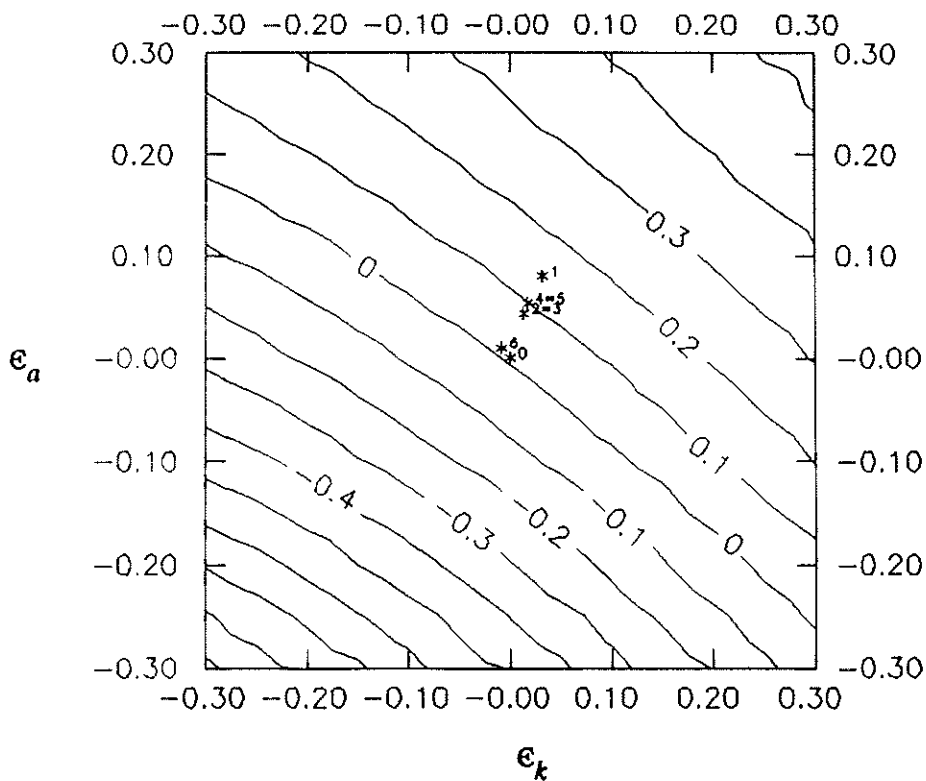


Figura 4.12 . Error en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}) en función del error relativo en k (ϵ_k) o en a (ϵ_a), para diferentes pruebas (*), en ARB1A3.

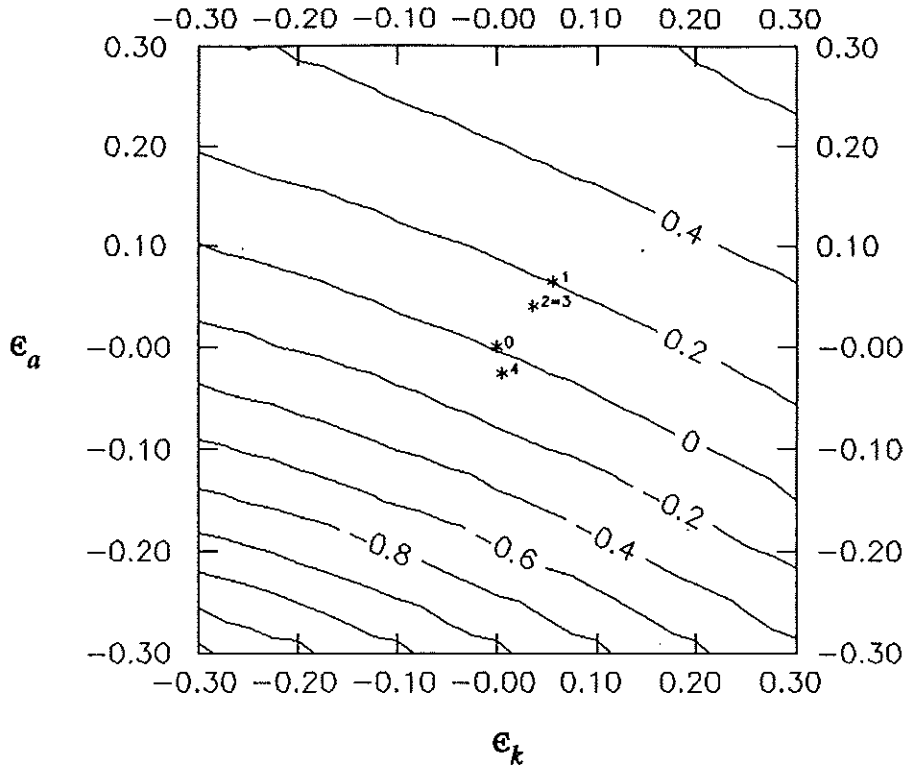


Figura 4.13 . Error en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}) en función del error relativo en k (ϵ_k) o en a (ϵ_a), para diferentes pruebas (*), en ARB1A5.

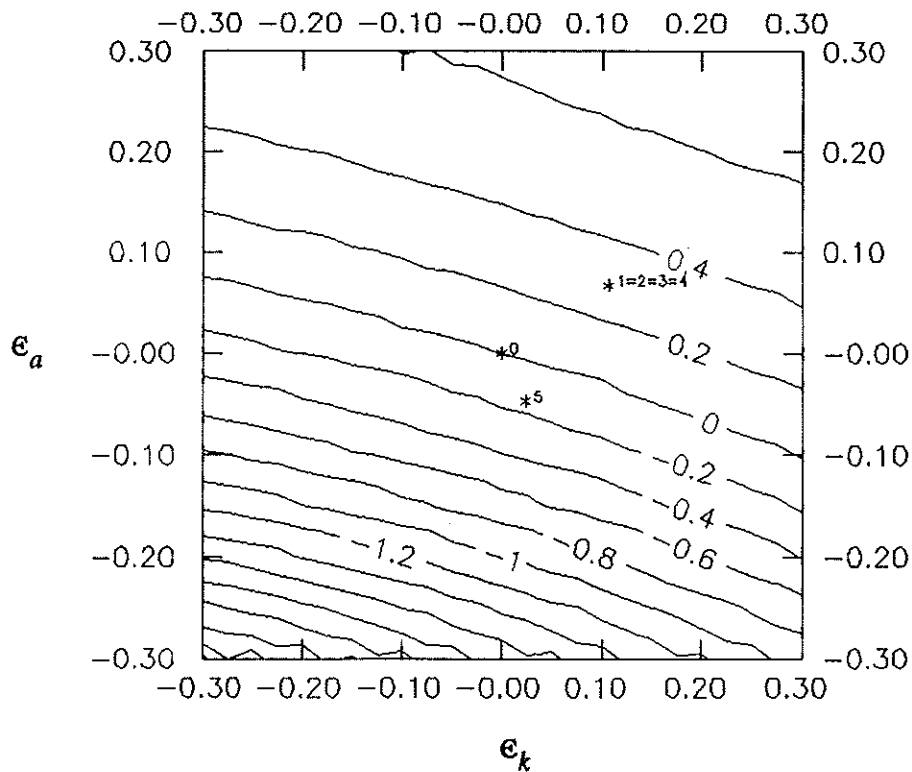


Figura 4.14 . Error en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}) en función del error relativo en k (ϵ_k) o en a (ϵ_a), para diferentes pruebas (*), en ARB1A7.

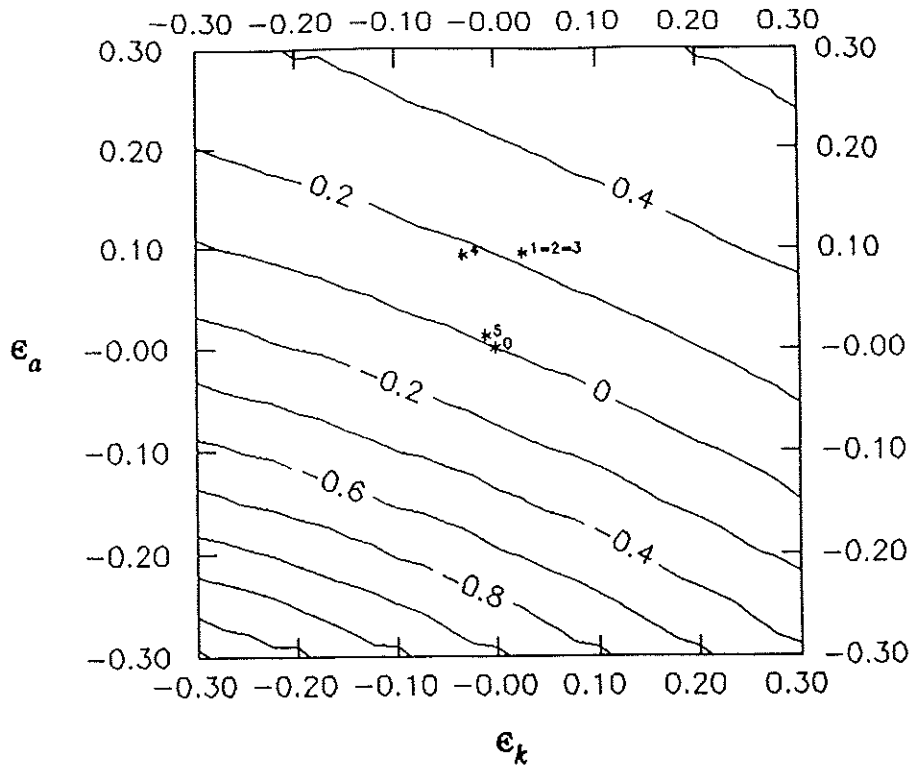


Figura 4.15 . Error en la estimación del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_z) en función del error relativo en k (ϵ_k) o en a (ϵ_a), para diferentes pruebas (*), en ARB1A4.

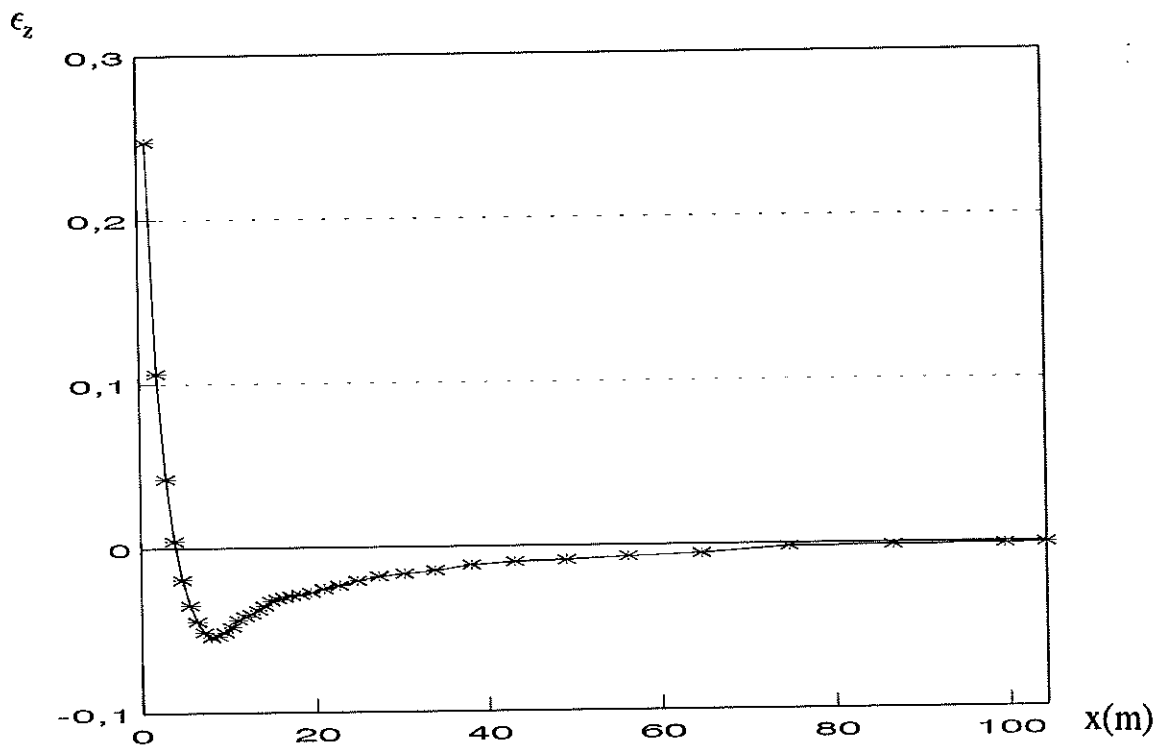


Figura 4.16. Error en el cálculo del volumen infiltrado debido al error en el volumen superficial cometido por el modelo hidrológico respecto al modelo de inercia nula, para ARB1A1.

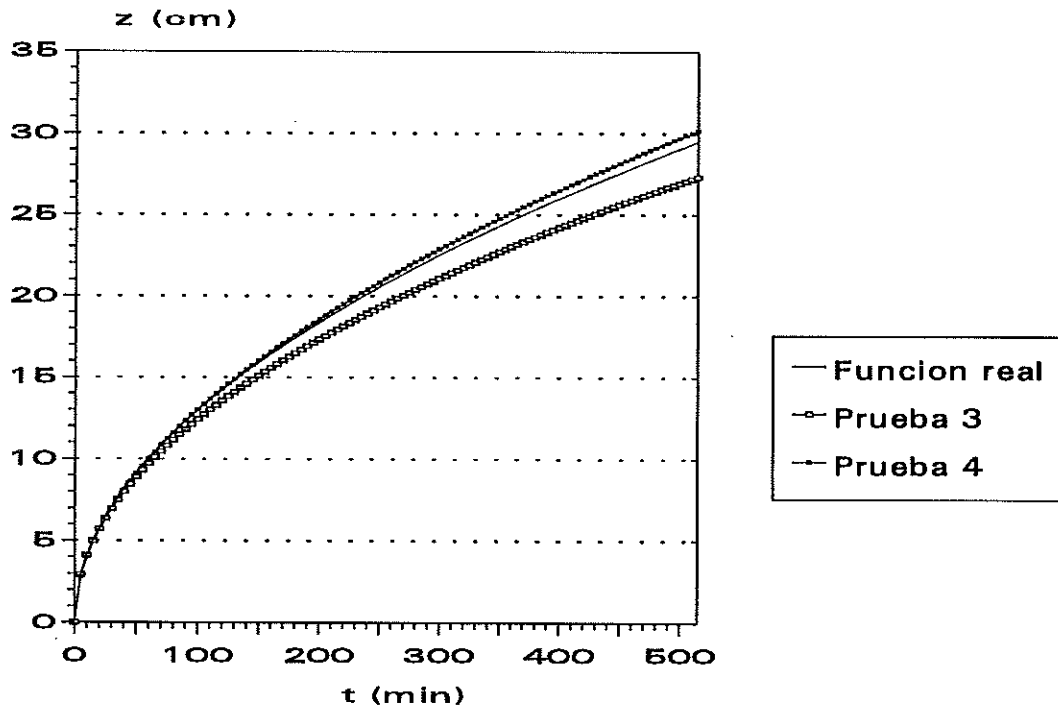


Figura 4.17. Funciones de infiltración real y ajustadas para el riego ARB1A5.

Aplicación con datos de campo.

El objetivo de este apartado es analizar la respuesta del método inverso a datos reales de campo. En este caso se desconocen cuales son los verdaderos parámetros de infiltración, por lo que el procedimiento seguido para comprobar que los parámetros obtenidos eran correctos, ha sido el siguiente: Introducir dichos parámetros y las otras variables de un riego en un modelo de simulación de inercia nula (BRDRFLW, Strelkoff, 1985) y ver el ajuste de los resultados (curvas de avance y receso) respecto a los datos tomados en campo.

Un indicador frecuentemente utilizado para verificar los parámetros de infiltración es comparar el volumen infiltrado real (Diferencia entre el volumen entrado menos el salido por escorrentía) respecto al volumen infiltrado calculado por el modelo de simulación. Como se indica más adelante la mayoría de parcelas de tablares no tienen escorrentía libre, resultando que en este caso el volumen

infiltrado calculado siempre coincide con el real, y por tanto este indicador no es útil.

El error de balance de volumen ($\epsilon_{bv} = \delta_{bv}$ (ec. 4.3), V_q esta medido en campo) es un indicador de la precisión del método.

Una condición previa para la aplicación del método a unos datos de campo es que se cumplan las hipótesis del modelo (Cap. III). Se requieren pues unas condiciones que en algunas parcelas de riego no se cumplen. Un ejemplo de ello se presenta cuando el caballón que separa dos tablares con pendiente, contiguos, está interrumpido antes de llegar al final, para evitar acumulaciones de agua en el final del tablar cuando el tiempo de corte es excesivo. Esta situación es difícilmente modelizable ya que existen entradas o salidas incontroladas de agua en el tablar.

Los datos para este apartado de aplicación proceden de evaluaciones realizadas por la Unidad de Ingeniería Hidráulica en varias zonas del Canal de Urgell (código ARB_ y LIN_) ,también se ha tomado para el caso de pendiente nula un ensayo realizado por Playán y Faci, 1993 (código ADEI) .

Los ensayos seleccionados se ha procurado que tuvieran unos valores bien dispares de las variables del riego (q , L , S , n , K , a). En la tabla 4.5 figuran los datos principales de cada parcela evaluada.

Tabla 4.5. Características de los riegos evaluados.

Código riego	q (l/s/m)	L (m)	S (m/m)	n (m ^{-1/3} s)	tco (min)	Escorrentía
ADEI	1.83	465	0.00000	0.08	660	NO
ARB21	6.50	140	0.00212	0.37	74	NO
LIN2	2.50	195	0.00061	0.231	145	NO
LIN4	5.24	196	0.00056	0.043	60	NO
LIN5	3.44	322	0.00258	0.193	141	SI

El proceso de toma de datos en campo ha sido el siguiente.

El caudal se ha medido con aforadores de cresta ancha, o Parshalls, situados en la acequia de suministro, y a una distancia máxima de 200 m. de la parcela.

Las parcelas se marcaban con estacas para el control del tiempo de avance y receso a un intervalo de 10 o 20 m. . El frente de avance no suele ser uniforme a lo ancho del tablar, por lo que se tomó como criterio para asignar el tiempo de avance a una estaca, cuando la superficie mojada que superaba la línea de la estaca era igual a la superficie por cubrir aguas arriba.

Para el tiempo de receso se seguía el mismo criterio, aunque era mas difícil de apreciar. Este aspecto cabe tenerlo en cuenta al contrastar los datos simulados con los de campo, admitiendo algo mas de tolerancia en el ajuste de los tiempos de receso que en los de avance.

La rugosidad se estimaba mediante un método indirecto consistente en hacer una media de la altura de agua en varios puntos al inicio de la parcela, poco antes de finalizar el riego. A partir de estos datos se aplica la ecuación de Manning (ec.2.56) suponiendo que se ha llegado al régimen permanente y en donde la incógnita es la rugosidad.

Una característica bastante generalizada en las parcelas del Urgel es que tienen pendiente y no se permite escorrentía, lo cual obliga a cortar el agua bastante antes de que ésta llegue al final de la parcela. Esto hace que no sea utilizable por el método inverso toda la fase de avance, sino aquella en que el tiempo de ajuste es inferior al tiempo de corte (ec. 3.19).

En la tabla 4.6 se pueden ver los resultados de la aplicación del método inverso a las distintas evaluaciones. En las dos últimas evaluaciones no se ha considerado el punto de final del riego por no disponer de datos fiables. En las figuras 4.18 a 4.22 se representa el avance y receso medido y el simulado a partir de los parámetros de infiltración obtenidos.

Tabla 4.6 Resultados del método inverso en las evaluaciones de campo.

Código evaluación	Nº de puntos ⁽¹⁾	X max. (m)	k (cm/h ^a)	a	ϵ_{bv} (%)
ADEI	5f	465	5.25	0.330	0.38
ARB21	4f	140	13.75	0.498	0.29
LIN2	4f	195	5.52	0.481	0.49
LIN4	4a	140	8.05	0.227	0.88
LIN5	4a	260	4.32	0.478	0.70

⁽¹⁾ $n a = n$ tiempos de ajuste durante el avance

$p f = p-1$ tiempos de ajuste durante el avance y un punto de receso en el final de la parcela.

El valor del error de balance de volumen (ϵ_{bv}) en todas las evaluaciones es muy pequeño, lo cual indica la bondad del método.

Los comentarios de los resultados de avance y receso obtenidos se hacen en el apartado siguiente.

Comparación del método respecto a otros existentes

En este apartado se comparan los resultados de tres métodos comúnmente empleados para la determinación de la infiltración, respecto al propuesto en este trabajo (Código Z4).

Los métodos escogidos son:

- 1) Método de los dos puntos (Burt et al., 1982). (Código Z1).
- 2) Método de Burt modificado (Monserrat y Barragán, 1991). (Código Z2).
- 3) Método del infiltrómetro de anillas (Haise et al. 1956). (Código Z3).

El método Z1 se diferencia del Z2 en la forma de estimar el volumen superficial, el primero lo hace a partir de la altura normal en el origen multiplicada por un factor de forma de 0.77, mientras que en el segundo se estima a partir de tres medidas de altura de agua en campo.

El método Z3 es independiente de las medidas de un riego, no se ha realizado corrección del valor de k teniendo en cuenta la altura media infiltrada al final del riego (excepto en la prueba ADEI).

Las características principales de los mismos quedan resumidas en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Resumen de los métodos de determinación de la infiltración escogidos para la comparación.

Método	Avance	Vol. Superficial	Escorrentía	Receso
Burt	Datos discretos	$V_y = 0.77 * y_0$	No	No
Burt mod.	Datos discretos	$V_y = f(y_1, y_2, y_3)$	No	No
Infiltrómetro	Ninguna	Ninguna	No	No
OPTYM0	Datos discretos	$V_y = g(q, S, n, k, a, x)$	Si (opcional)	Si (opcional)

El método de contrastación es el mismo expuesto en el apartado de aplicación del modelo a datos de campo, es decir comparación de las curvas de avance y receso simuladas, respecto los datos tomados en campo (Figs. 4.18 a 4.22).

Un índice para comparar las curvas de avance o receso obtenidas por simulación respecto a las medidas en campo es la Diferencia media de cuadrados (DMC) :

$$DMC = \frac{\sum_{i=1}^M (t - \hat{t})^2}{M} \quad (4.11)$$

En la tabla 4.8 se ha sombreado el método que consigue un mejor ajuste a los datos de campo. Vemos que los mejores ajustes del avance se han conseguido con el método (Z4). En el receso, en general, la calidad de los ajustes no es tan buena como en el avance, probablemente debido a los errores de medida. El método Z4 a pesar de no ser siempre el mejor en el ajuste del receso, como máximo es el segundo, lo que muestra un comportamiento regular. Cabe destacar

que en la fase de receso es donde se observan unas diferencias más marcadas entre los diferentes métodos.

Tabla 4.8 Diferencia media de cuadrados entre los tiempos de avance y receso, simulados y medidos en campo.

Método	A DEI		ARB21		LIN2		LIN4		LIN5	
	Av.	Rec.	Av.	Rec.	Av.	Rec.	Av.	Rec.	Av.	Rec.
Z1	-	-	43	4797	202	3346	9	365	38	2460
Z2	-	-	13	301	18	50507	3	4 10 ⁷	81	2 10 ⁶
Z3	1251	10774	-	-	538	10 ⁵	406	94798	209	6737
Z4	62	18193	1	205	10	5029	1	968	8	2097

El método Z1 tiene la limitación de no poderse aplicar en parcelas sin pendiente (p.e. A DEI). Se observa una tendencia general de éste, a sobreestimar la infiltración, esto es especialmente patente en el receso (p.e. Fig. 4.19 y 4.20).

El método Z2 no se ha podido aplicar a A DEI por no disponer de los datos necesarios. En las curvas de receso obtenidas se ve una tendencia a infraestimar la infiltración (Fig. 4.20,4.21,4.22). Presenta el inconveniente de que las medidas de las alturas de agua en campo son difíciles y se puede cometer bastante error.

El método Z3 es claramente el que peor resultados ha obtenido tanto en el avance como en el receso. En A DEI (Fig. 4.18) mejora el ajuste del receso respecto a Z4, sin embargo el ajuste del avance es bastante deficiente. Este método tiene el inconveniente de su poca representatividad espacial y por tanto de la necesidad de hacer varios ensayos en una parcela.

A continuación se hace algún comentario de las evaluaciones realizadas que ayuda a interpretar los resultados obtenidos.

En la figura 4.18 correspondiente al ensayo A DEI vemos que el receso medido en campo presenta irregularidades, probablemente debidas a deficiencias

en la nivelación de la parcela , ya que el receso teóricamente tendría que ser una línea horizontal.

En ARB21 (fig. 4.19) vemos que las diferencias en el avance no son muy significativas, a pesar de partir de funciones de infiltración bastante diferentes.

En esta misma evaluación las curvas de receso medida y simulada presentan una inflexión a los 80 m., ello es debido a la existencia como de dos subfases en el receso. En la primera el receso se produce por un fenómeno combinado de escurrimiento e infiltración, mientras que en la segunda al no haber escurrimiento libre en el final de la parcela se produce una acumulación de agua que hace que el tiempo de receso crezca. El receso en la simulación Z1 vemos que no presenta subfase de acumulación debido a que la velocidad de infiltración es muy elevada.

En LIN2 (Figura 4.20.) las curvas de receso de Z2 y Z3 no se dibujan completas porque distorsionarían la escala del dibujo, no obstante se aprecia que son erráticas. En la fase de receso la simulación Z1 tiene una DCM algo menor que Z4 , sin embargo no presenta subfase de acumulación, la cual indica que Z1 sobreestima la infiltración.

En LIN4 (Figura 4.21.) sólo se dispone de datos de receso hasta el comienzo de la subfase de encharcamiento, por lo que en el método Z4 el tiempo máximo de ajuste ha sido el de avance.

En LIN5 (Figura 4.22.) la curva de receso medida presenta una inflexión a los 250 m., la cual no era esperable ya que la escurrimiento era libre, probablemente debió existir alguna obstrucción en el desagüe y no se cumplieron las condiciones de desagüe libre que suponen los modelos.

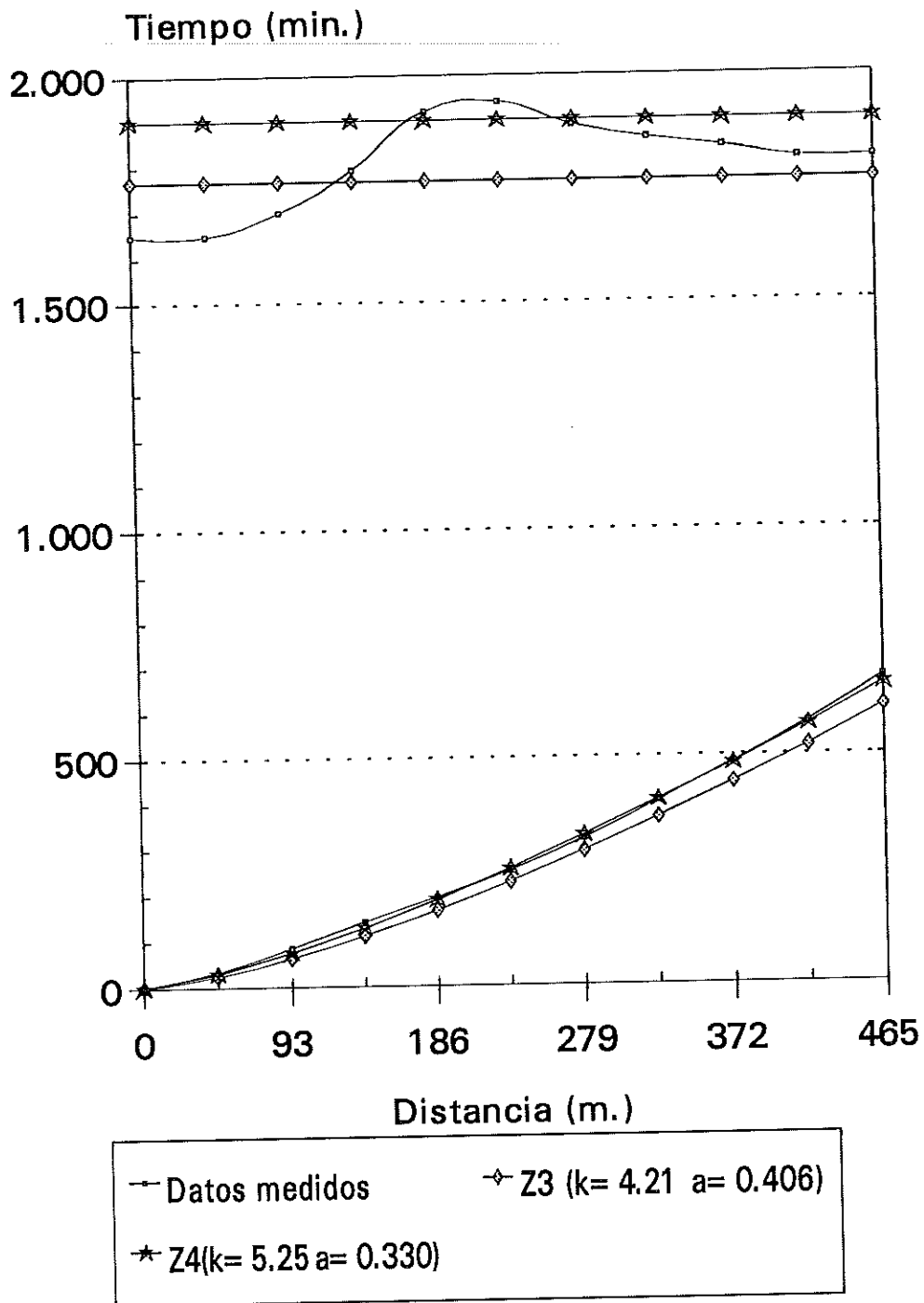


Figura 4.18. Curvas de avance y receso medidas y simuladas, para la evaluación ADEI. k (cm/h^a).

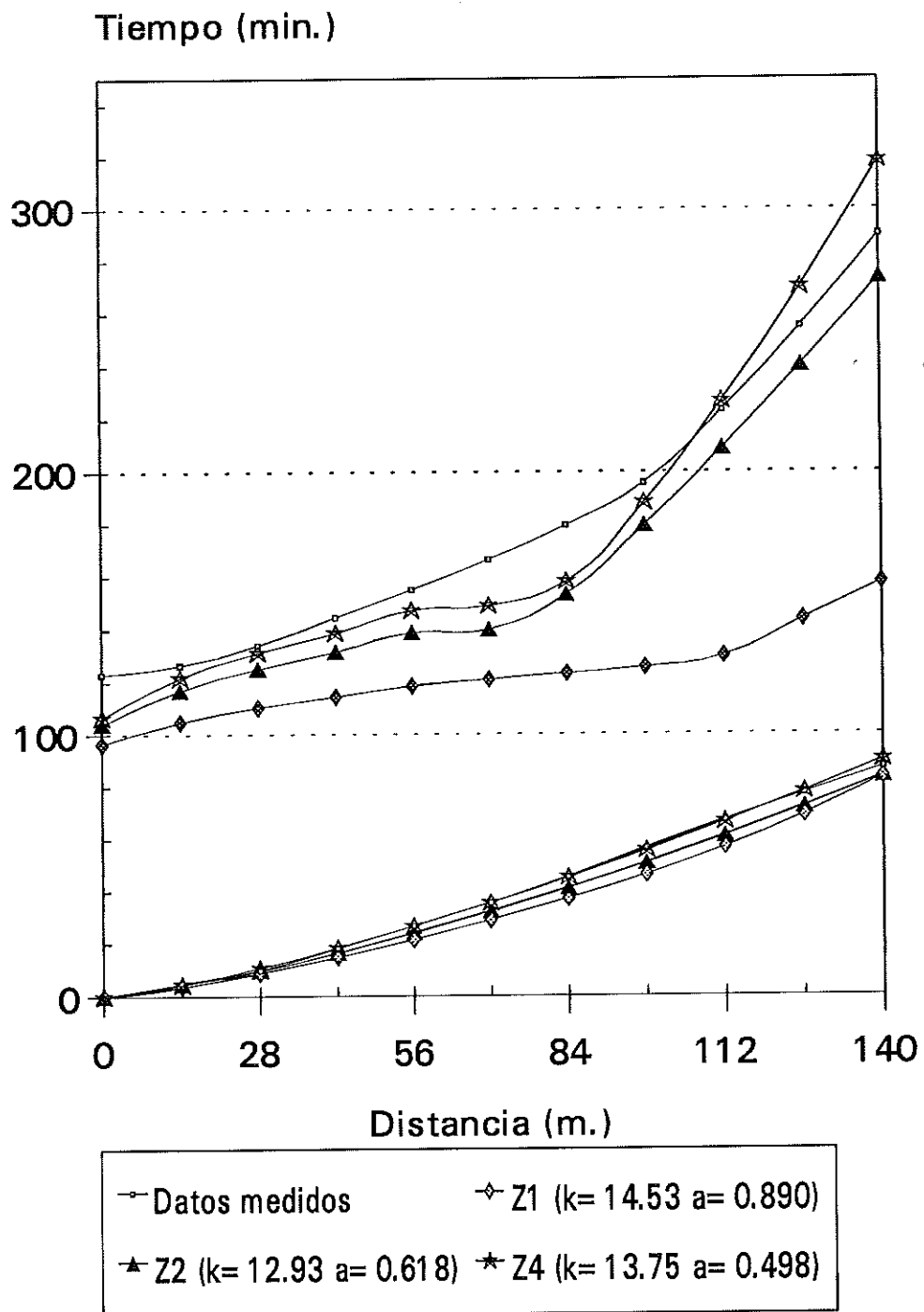


Fig. 4.19. Curvas de avance y receso medidas y simuladas, para la evaluación ARB21. k (cm/h^a).

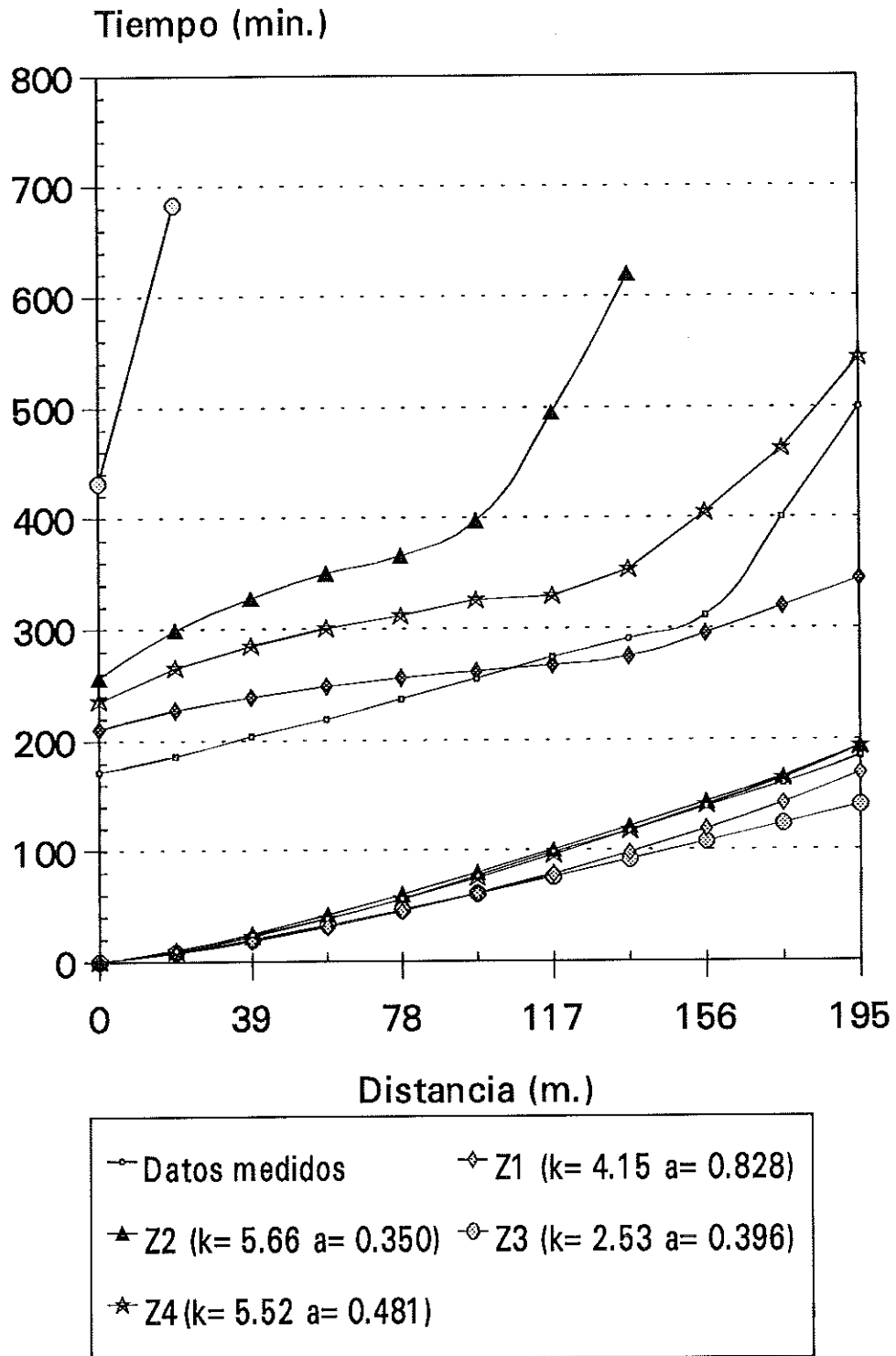


Fig. 4.20. Curvas de avance y receso medidas y simuladas, para la evaluación LIN2. k (cm/h^a).

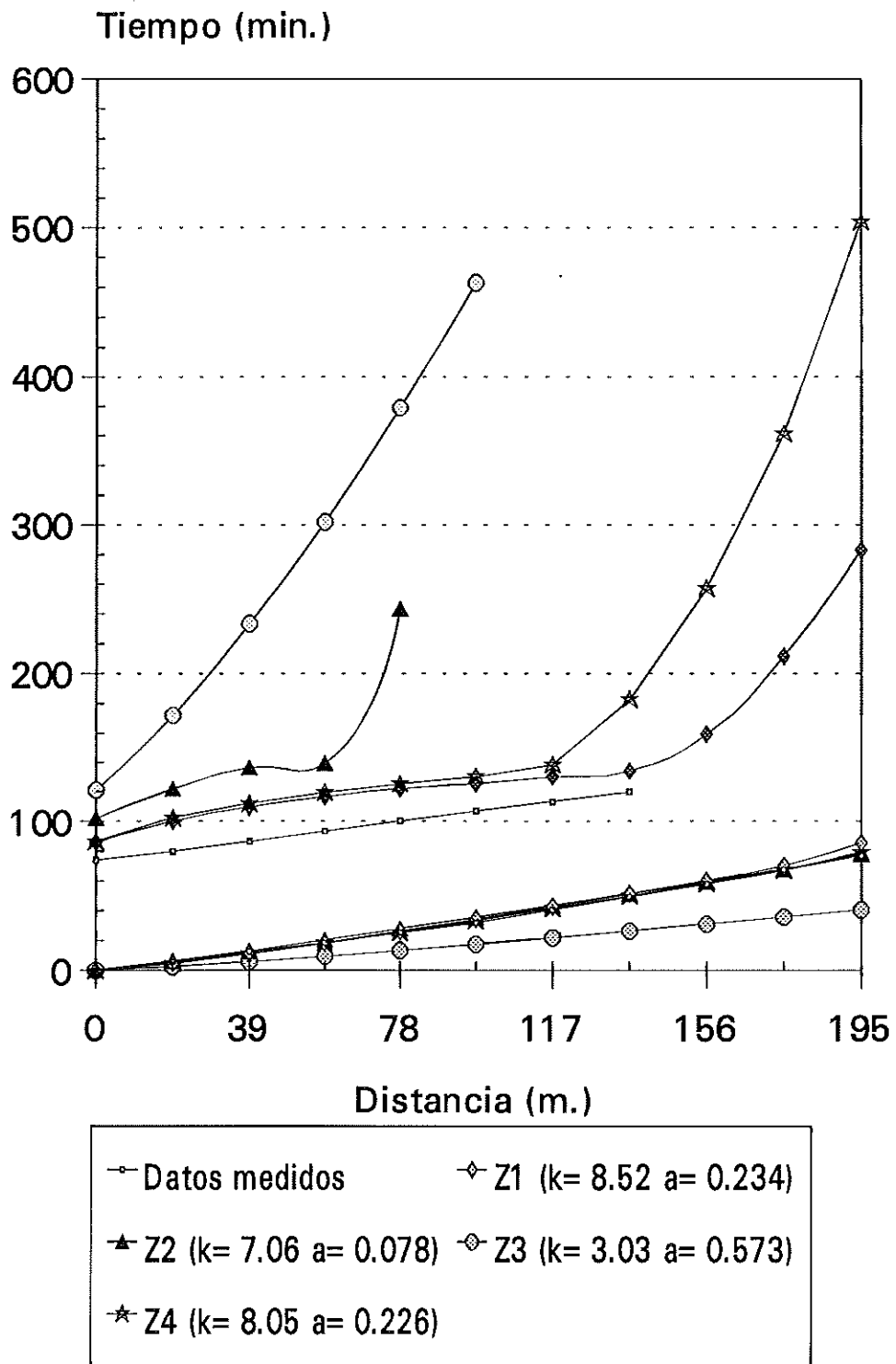


Fig. 4.21. Curvas de avance y receso medidas y simuladas, para la evaluación LIN4. k (cm/h^a).

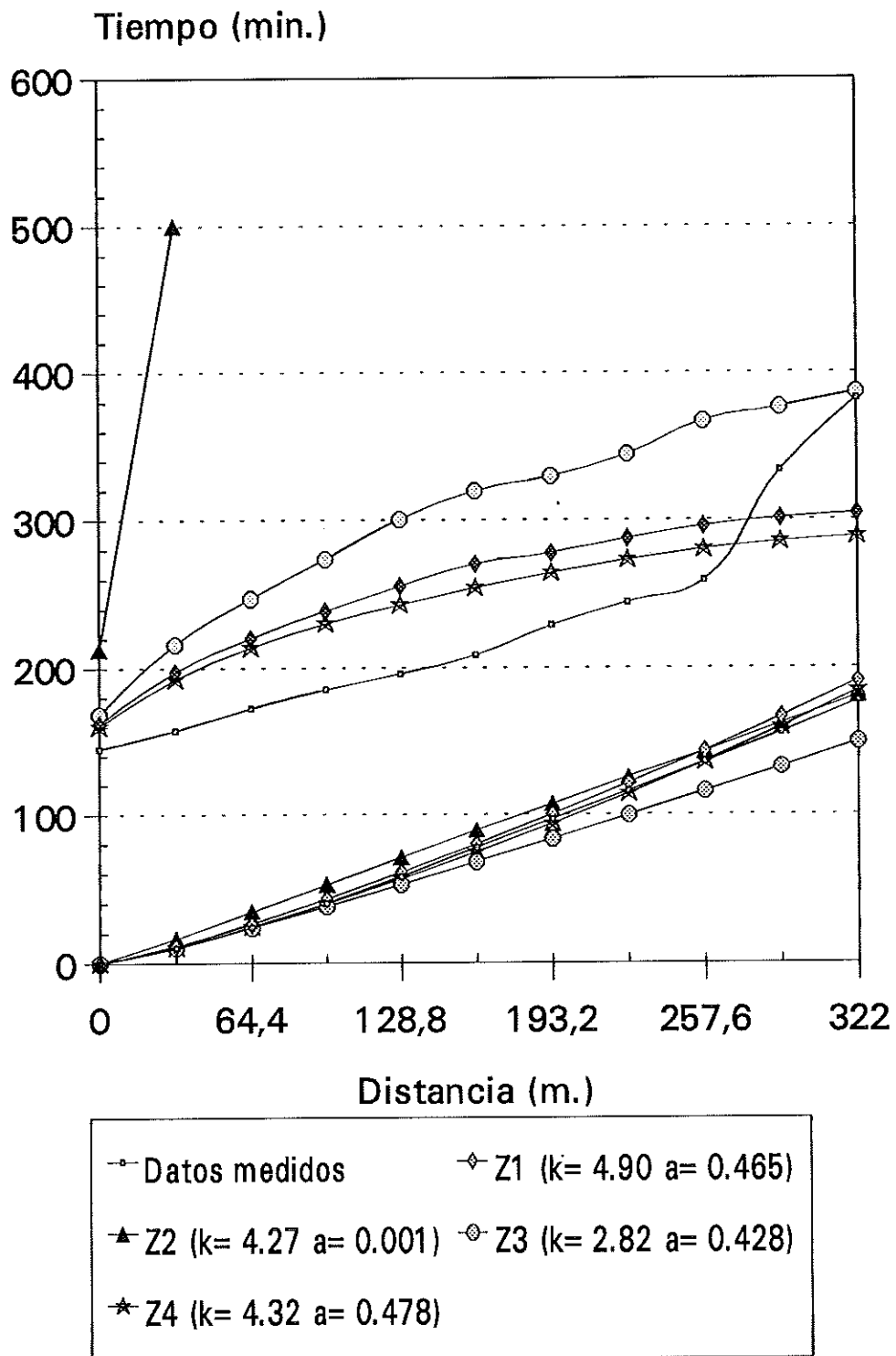


Fig. 4.22. Curvas de avance y receso medidas y simuladas, para la evaluación LIN5. k (cm/h^a).

Análisis de sensibilidad.

Este análisis permite conocer la repercusión de la variación de las variables de entrada del método, en el valor resultante de los parámetros de infiltración.

Las variables escogidas han sido la **rugosidad**, la **pendiente**, el **caudal de entrada**, el **tiempo**, **intervalo de medida del avance (DE)**. Se han escogido cinco pruebas con valores extremos de las variables, todas excepto una son evaluaciones de campo. Los datos simulados, ARB1A5 tienen la particularidad de que la distancia máxima de ajuste ($x_{max.}$) se ha fijado en 60 m; se ha escogido para ver la sensibilidad del método en los primeros instantes del avance.

Para estudiar la sensibilidad de los parámetros k y a se han definido dos índices, R_k , R_a :

$$R_k = \frac{\frac{\Delta k}{k}}{\frac{\Delta V}{V}} \qquad R_a = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta V}{V}} \qquad (4.12)$$

Donde : V es la Variable a analizar (p. ej. rugosidad, pendiente)

La interpretación de los valores de estos índices es la siguiente: cuando toman valor cero significa que el parámetro en cuestión es insensible a la variable, y a medida que crece el valor mayor es la sensibilidad.

La tabla 4.9 muestra la sensibilidad de los parámetros frente a las variables anteriormente citadas, en la columna "valor inicial" figura el valor tomado como referencia, y en la columna "valor modificado" figura el valor de la variable cuya repercusión en k y a se quiere estudiar.

Respecto a la **rugosidad** se observa que una variación de **n** produce una variación del mismo sentido en **a** pero de signo opuesto en **k**. Globalmente el valor de **k** es más sensible que el valor de **a**.

Tabla 4.9 .Indices de sensibilidad de los parámetros de infiltración a las variables principales.

Factor	Código prueba	Valor inicial	Valor modificado	k res. m/min ^a	a res.	R_k	R_a
Rugosidad	LIN2	0.231	0.15	0.0213	0.286	-1.225	0.229
	LIN4	0.043	0.08	0.0222	0.235	-0.356	0.041
	ADEI	0.08	0.04	0.0162	0.332	-0.972	0.220
	ARB1A5	0.12	0.07	0.029	0.297	-2.119	0.577
	ARB21	0.37	0.25	0.0261	0.459	-2.428	0.583
Pendiente	LIN2	$0.6 \cdot 10^{-3}$	0.0	0.0207	0.147	-0.389	0.527
	LIN4	$0.5 \cdot 10^{-3}$	0.0	0.0456	0.202	-0.425	0.110
	ARB1A5	$3.1 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	0.0123	0.414	0.545	-0.159
	ARB21	$2.1 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	0.0166	0.553	0.330	-0.055
Caudal	LIN2	2.5	3	0.0227	0.281	2.617	-0.482
	LIN4	5.24	4.2	0.0223	0.244	1.527	-0.377
	ADEI	1.83	2.1	0.014	0.360	1.927	-0.236
	ARB1A5	7.25	6.05	0.0071	0.553	3.256	-2.503
	ARB21	6.5	5.5	0.0085	0.653	2.716	-0.999
Tiempo (*)	LIN2 1a	80	73	0.0129	0.346	-1.286	-1.193
	LIN4 1a	19	16	0.0296	0.252	-0.697	-0.681
	LIN2 1b	121	124	0.0158	0.299	-1.556	-1.565
	LIN2 2b	121	124	0.0420	0.045	-34.49	-2.125
	LIN4 1b	42	39	0.0287	0.256	-1.788	-0.807
Distancia estaciones	ARB1A5	19	38	0.0126	0.505	-0.018	0.074
	ARB1A7	19	5	0.0047	0.740	0.021	-0.015
	ARB1A1	17.6	35.2	0.0647	0.116	0.050	-0.013

(*) 2b : Variación del tiempo en dos puntos donde se realiza el balance.

1a : Variación del tiempo en un punto de medida del avance.

En la sensibilidad a la **pendiente** cabe distinguir dos grupos: en el primero (LIN2, LIN4), se analiza la influencia de suponer la pendiente nula en parcelas de pendiente baja, en el segundo (ARB1A5, ARB21) son parcelas con pendiente en que se estudia la influencia de la variación de la misma.

En general se observa una sensibilidad menor que a la rugosidad. En el primer grupo vemos que la variación de la pendiente produce una variación de sentido contrario en la k y del mismo sentido en la a ; en cambio en el segundo grupo esta tendencia se invierte, una posible explicación a este resultado es que la hidráulica del fenómeno es diferente en el caso de pendiente nula respecto del de pendiente positiva y por tanto los resultados no son extrapolables.

Como era esperable la sensibilidad de los parámetros k y a respecto al **caudal** es alta . El valor medio de R_k es de 2.01 y el de R_a -0.77. Es por tanto importante medir el caudal con precisión.

En el análisis de sensibilidad del **tiempo**, se han distinguido dos tipos de tiempo. i) el tiempo de avance en una estación (1a); ii) el tiempo en que se realiza el balance, TBAL (1b).

El primero tiene una influencia importante sobre los parámetros de infiltración, la cual crece a medida que la distancia avanzada es mayor.

El segundo aun tiene mayor repercusión sobre los parámetros k y a , llegando a valores muy grandes de los índices cuando se modifican dos valores de TBAL.

Se deduce por tanto la importancia de la precisión a la hora de tomar el avance. Los TBAL han de ser medidos con mayor cuidado y si se sospecha que ha habido algun problema en su medida sustituirlo por otro punto más fiable.

Los parámetros de infiltración presentan muy poca sensibilidad a la distancia entre estaciones (DE) lo cual es debido al planteamiento de las ecuaciones en forma integral.

En cuanto al tiempo de ejecución del programa, para las pruebas realizadas, este oscila entre 15 segundos en el caso de haber pocos puntos de ajuste, y 50 segundos para 10 puntos de ajuste.

V. RESUMEN, CONCLUSIONES Y FUTUROS DESARROLLOS.

CAPÍTULO V. RESUMEN, CONCLUSIONES Y FUTUROS DESARROLLOS.

Resumen

En el presente trabajo se ha desarrollado un método inverso basado en un modelo hidrológico para la determinación de los parámetros de infiltración de la función de Kostiakov en riego por tablares en todas sus variantes de pendiente y escurrentía.

El presente modelo hidrológico se diferencia de los existentes hasta el momento en que para el cálculo del volumen superficial durante el avance no se supone una altura media de agua constante, sino variable, función del caudal, pendiente, rugosidad, parámetros de infiltración, y distancia avanzada ($y_m = f(q, s, n, k, a, x)$).

Para reducir el número de variables de la función f se ha recurrido a la adimensionalización resultando: $y_m^* = \varphi(k^*, a, x^*)$ que muestra que se puede hallar la altura media del agua durante el avance en función de tres variables adimensionales. El cálculo de los valores de la función φ se ha realizado mediante un modelo de inercia nula que se ha ejecutado para un conjunto discreto de valores de las variables. A partir de estos datos se ha usado una técnica de interpolación para hallar el valor de y_m^* en cualquier punto (k^*, a, x^*) . Se ha utilizado el nombre de modelo hidrológico mixto, debido a que el volumen superficial se calcula a partir de datos de un modelo de inercia nula.

El error máximo del modelo hidrológico mixto en el cálculo del volumen superficial e infiltrado respecto al volumen entrado (ϵ_{bv}) es del 2% para el rango amplio de condiciones ensayado. La diferencia en la estimación del volumen superficial respecto del modelo de inercia nula puede llegar hasta valores del 5% mientras que la del volumen infiltrado al 0.6%.

Se ha contrastado la hipótesis normalmente efectuada en los métodos inversos sencillos de riego por tablares con pendiente, de suponer una altura media de agua superficial constante e igual $0.77 y_n$ (y_n , altura normal). Para ello se ha hallado el error relativo cometido en el cálculo del volumen infiltrado (ϵ_z) al suponer esta hipótesis. Éste es muy grande (150 %) en el inicio del avance. A medida que la distancia avanzada crece, ϵ_z disminuye, siempre que los valores de k^* y a oscilen entre $k^* = 0.5$ $a = 0.5$ y $k^* = 3.0$ $a = 0.7$. Para valores de k^* y a bajos, aunque la distancia avanzada sea grande, ϵ_z oscila entre el 10% y 100%. Valores de k^* bajos se corresponden con valores de k bajos, caudales altos, pendientes bajas, rugosidades altas.

Para la obtención de los parámetros k y a se ha recurrido a una técnica de optimización basada en el método de Gauss-Newton. La función objetivo es la suma de cuadrados de los residuos de la ecuación de continuidad en forma integral.

Todo lo anterior se ha implementado en un programa que necesita los siguientes datos de entrada: caudal, longitud de la parcela, rugosidad hidráulica, pendiente, datos de avance y de receso (opcional), tiempos en los que se desea ajustar la función de infiltración (dos como mínimo) y volumen de escorrentía para los tiempos de ajuste.

La verificación del programa muestra que para el amplio abanico de situaciones analizadas no hay problemas de unicidad.

Se han estudiado dos aspectos del presente método inverso: su capacidad de ajuste y su capacidad de predicción. La primera se refiere a la calidad de los parámetros de infiltración obtenidos cuando se dispone de la información de un riego completo (avance y receso). En la segunda se analiza el funcionamiento del método inverso cuando sólo se dispone de información del inicio del avance. Esto último es de utilidad para el control del riego en tiempo real.

Los resultados obtenidos muestran que la capacidad de ajuste del método es buena, consiguiéndose valores medios del Error en el cálculo del volumen infiltrado al final del riego (ϵ_{zf}) del 5 %. Respecto a la capacidad de predicción medida con el mismo error al final del riego (ϵ_{zf}), da valores medios del 15 %, mayor que el anterior, pero suficiente si se utiliza para tomar alguna medida correctora durante un riego. El número de puntos de ajuste para una distancia de avance determinada se ha visto que tiene poca influencia en la precisión del resultado.

Se ha observado una correlación entre el valor de a real y el ϵ_{zf} , cuando crece el primero lo hace también el segundo, tanto en predicción como en ajuste.

En las pruebas realizadas de aplicación del método a datos de campo, se han obtenido unos ajustes del avance muy buenos. En el receso los resultados no son de tanta calidad, atribuyéndose a errores en las medidas de campo, debido a la dificultad intrínseca para su obtención.

La comparación de este método inverso respecto a otros existentes muestra una mejor precisión, una mayor simplicidad en la toma de datos y una mayor versatilidad en cuanto a las condiciones de la parcela (pendiente y escorrentía).

Conclusiones

Las conclusiones que se extraen del presente trabajo son :

- El cálculo del volumen superficial, durante el avance, se puede estimar con precisión mediante un proceso de interpolación a partir de datos obtenidos por un modelo de inercia nula (error $< 5 \%$).
- El modelo hidrológico mixto planteado, en el que el cálculo del volumen superficial se realiza mediante el proceso anteriormente citado , es capaz de describir correctamente el riego superficial por tablares.
- La hipótesis normalmente utilizada en los modelos hidrológicos, de que la altura media de agua superficial (y_m), es igual a $0.77*y_n$ (y_n altura de agua normal) produce errores considerables en el cálculo del volumen infiltrado en las siguientes situaciones : inicio del avance y para distancias avanzadas mayores, cuando los valores de k^* y a son bajos. Valores de k^* bajos se alcanzan cuando k es bajo, caudal es alto, pendiente baja, o rugosidad alta.
- El método inverso que se presenta tiene una buena precisión (error medio del 5%) cuando el tiempo máximo de ajuste coincide con el tiempo de receso al final de la parcela, sin embargo cuando el tiempo máximo de ajuste es durante el avance el error en el cálculo del volumen infiltrado al final del riego es mayor (valor medio del 15%) debido a la extrapolación que se realiza. También se ha observado que el número de puntos de ajuste para una distancia de avance determinada tiene poca influencia en el resultado.
- El resultado del método inverso para un riego determinado es único, es decir independiente del valor inicial que se de al programa, tanto para datos de riego simulados como para datos de campo.
- La comparación de este método inverso respecto a otros existentes muestra unos mejores resultados, una mayor simplicidad en la toma de datos y una mayor

versatilidad en cuanto a las posibles condiciones de la parcela (pendiente y escorrentía).

Futuros desarrollos.

- Ampliar el ámbito de aplicación a riego por surcos realizando la base de datos para el cálculo del volumen superficial durante el avance en este tipo de riego.
- Desarrollar el método para una función de infiltración con tres parámetros de ajuste (p.e. ecuación de Mecencev o Kostiakov modificada).
- Aplicar el método para el control en tiempo real del riego.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

Azevedo, C.A.V.1992. " Real-time solution of inverse furrow advance problem ". Tesis Doctoral Utah State University.

Bautista, E. y W.W. Wallender. 1985. " Spatial variability of infiltration in furrows ". Trans of the ASAE Vol. 28 nº 3, pp:1846-1851.

Bartholomew-Biggs, M.C. 1977. " The estimation of the Hessian matrix in non-linear least squares problems with non-zero residuals". Mathematical Programming 12; 67-80.

Bautista, E. y W.W. Wallender. 1991. " Optimization of furrow infiltration parameters from advance times and advance rates". ASCE. National Conference, Honolulu (Hawai) 22-26 Julio.

Berthome, P.(1991)." Modelization de l'infiltration en irrigation a la raie. Resolutions numerique est analytique. Application a l'etude de la conduite des arrosages ". Tesis Doctoral. Instituto Nacional Politécnico Toulouse. 196 p.

Brown, K.M. y J.E. Dennis. 1971. " New computational algorithms for minimising a sum of squares of non linear functions ".

Chen 1965. " Techniques of border irrigation by a hidrologic method routing ". Utah Water Research Lab. P.R. Wr.11. Utah State Univ.

Clemmens, A.J. 1978. " Discussion of Dimensionless solutions of border Irrigation advance " de N.D. Katopodes y T.Strelkoff. J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE, Vol. 104(IR3): 339-341.

Clemmens, A.J., T. Strelkoff. 1979. " Dimensionless advance for level-basin irrigation ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE. Vol.105(IR3).

Clemmens, A.J. 1981. " Evaluation of infiltration measurements for border irrigation ". Agric. Water Manae 3 pp. 251-267.

Clemmens, A.J. 1991. " Direct solution to surface irrigation advance inverse problem ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE. Vol.117(4):578-594.

Da Costa ,J. 1987. " Parameter sensivity analysis for Hydrodinamyc , Zero-inertia and Kinematic - Wave Hydraulic models". Tesis de master .Utah State University.

Davis, J.R. y A.W. Fry. 1963." Measurement of infiltration rates in irrigated furrows ". Trans.ASAE Vol.6(4) pp.318-319.

Elliot, R. L. y D. E. Eisenhauer .1983." Volume balance techniques for measuring infiltration in surface irrigation ". ASAE paper n° 83-2520.

Essafi, B. 1983." A recursive Volume Balance Model for Continuous and Surge Flow Irrigation ". M.S. Thesis. Utah State University.

Logan, Utah.

Fangmeier ,O.D. y M.K. Ramsey.1978. " Intake characteristics in irrigated furrows ". Trans. of ASAE 22(1):93-99.

Farrell, D.A. 1963." Analisis of border irrigation ". Transactions Fifth Congress International Comision on Irrigation and Drainage . Vol.IV ,n 6 p: 16.57-16.81.

Fletcher, R. 1980." Practical methods of optimization ". Vol. 1 Unconstrained Optimization. Wiley. New York.

Fok, Y. y A.A. Bishop. 1965. " Analysis of water advance in surface irrigation ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE, Vol.91 (IR1) : 99-117.

Gill, P., W.Murray y M. Wright. 1981. " Practical optimization" Academic Press. New York.

Girousse, J.C. 1987. " Estimation des volumes stockes en surface au cours d'un arrosage a la saie ". ENGREF, Montpellier (Francia).

Gonzalez Camacho, Juan Manuel. 1991." Modelisation Stochastique d'une Irrigation a la Raie " . Tesis Doctoral. Universidad de Montpellier. II, 272 pp.

Green, W. H and G. A. Ampt. 1911." Studies on Soil Physics 1: Flow of Air and Water through soils ". J. Agric. Sci. 4(1): 1-24.

Haise, H.R. et al. 1956. " The use of cylinder infiltrometers to determine the intake characteristics of Irrigated Soils ". Publ. ARS 41-7 USA-ARS. Washington.

Hall ,W.A. 1956." Estimating irrigation border flow ". Agric. Eng.37(4):263-265.

Hart , W.E.,D.L. Bassett and T. Strelkoff.1968." Surface irrigation Hydraulics - kinematics " . J. Irrig. Drain . Engrg., ASCE, Vol. 94(IR4):419-440.

Hatfield Polytechnic Numerical Optimisation Centre. 1989. " Optima Manual".

Haverkamp, R., J.Y. Parlange, J. L. Starr, G. Shmitz and C. Fuentes. 1990." Infiltration Under Pondered Conditions: 3. A Predictive Equation Based on Physical Parameters " . Soil Sci. 149(5): 242-300.

Haverkamp, R. 1983." Resolution de l'Equation de l'Infiltration de l'eau dans le sol. Approches Analytiques et Numeriques " . Tesis Doctoral. Universidad Científica y Médica de Grenoble.

Horton, R.E. 1940." An Approach Towards a Physical Interpretation of Infiltration Capacity ". Soil Sci. Soc. Am. Proc. 5: 399-417.

Israelsen , O. D. y M. K. Ramsey. 1978." Irrigation principles and practices " . John Wiley & Sons .N.Y. 422 p.

Katopodes, N. D. y T. Strelkoff. 1977." Dimensionless Solutions of Border Irrigation Advance ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE. Vol 103(IR4): 401-417.

Katopodes, N. D. y T. Strelkoff. 1977." Hidrodynamics of border irrigaton. Complete model ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE. Vol.103(IR3).

Katopodes, W.D. 1990. " Observability of Surface irrigation advance ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE. Vol.116(5):656-674.

Kiefer, F.W. 1959." Average Depth of absorbed water in surface irrigation " . Civil Eng. Dept. Utah State Univ. Logan.

Lewis, M. R. y W. E. Milne. 1938." Analysis of Border Irrigation". Agricultural Engineering. 19: 267-272.

Ley , T. W. 1978. " Sensivity of furrow irrigation performance to field and operation variables ". Tesis de Máster. Colorado State Univ. Fort. Collins.

Meriam J.L. y J. Keller. 1978. " Farm irrigation system evaluation". A Guide for Management .Dept. of Agricultural and Irrigation Eng. Utah State Univ. Logan, Utah.

Mezencev, V. J. 1948. Teoría de la formación de Escorrentía Superficial. *Metereología y Hidrología*. 3: 33-40.

Monserrat, J. J. Barragán 1991. Metodología y programa informático para la evaluación del riego superficial. IX Conferencia internacional sobre Hidrología general y aplicada. Zaragoza.

Monserrat, et al. 1991. Ensayos de determinación de la altura de agua mediante una sonda de ultrasonidos .IX Jornadas Téc. sobre riegos. Granada.

Norum, D. I. y Gray, D. M. 1970 . " Infiltration equations from rate-of-advance data ". *J. Irrig. Drain. Engrg.*, ASCE, Vol. 96(IR2), 111-119.

Parlange, J. Y., I. Lisle y R. D. Braddock. 1982." The three Parameter Infiltration Equation " . *Soil Sci.*. 133(6): 337-341.

Philip, J.R. 1957." The Theory of Infiltration: 4. Sorptivity and Algebraic Infiltration Equations ". *Soil Sci.* Vol 84: 257-264.

Philip, J.R. y D.A. Farrell. 1964." General solution of infiltration - advance problem in irrigation hydraulics ".*Journal of Geophysical Research*, 69(4):621-631.

Playán, E. 1992." Two Dimensional Hydrodynamic Simulation of Basin Irrigation: Analysis of Field Shape Effects on Irrigation Performance ". Tesis Doctoral. Utah State University. Logan, Utah.

Playan, E. Faci, J.M. 1993. Evaluación y simulación de un riego por inundación en una parcela recién labrada. XI Jornadas técnicas sobre riegos (AERYD). Valladolid. 1993.

Powell, M.I.D. 1970. " A new algorithm for unconstrained optimization " en : J. Rosen, O. Mangasarian y K. Ritter eds. " Non linear Programming ". Academic Press.

Rayej, M. y W.W. Wallender. 1987." Furrow Model with Specified Space Intervals ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE, Vol 113(4).

Rendon-Pimentel, L. 1987. " L'irrigation a la planche : Development et evaluation d'un nouveau modèle hydrologique pour simuler et predire l'avancement du front couple a l'infiltration". Tesis Doc. Institut de Mechanique de Grenoble.

Schmitz, G., R. Haverkamp, L. Rendon y J. Y. Parlange. 1987." On the Problem of Border Irrigation: A complete Hydrodynamic Approach ". J. Irrig. Drain. Engrg., ASCE.

Shames, I.H. 1970. La mecánica de los fluidos .Ed. del Castillo. Madrid.

Snedecor, G. W. y W. G. Colhran. 1980." Statistical Methods ". The Iowa State University Press.

Strelkoff, T. 1977." Algebraic Computation of flow in border irrigation ". J. Irrig. Drain, Div., ASCE. 103(IR3) :325-342.

Strelkoff, T. 1985." BRDRFLW : A mathematical model of border irrigation ". U.S. Dep. Agric., Agric. Res. Serv.(ARS).29 104 p.

Swartzendruber, D. 1974." Infiltration of Constant Flux Rainfall into Soil as Analyzed by the Approach of Green and Ampt ". Soil Sci. 117: 272-281.

Tabuada, M. A. 1989." Modelação Bidimensional e Tridimensional da Rega por Sulcos ". Tesis Doctoral. Universidad Técnica de Lisboa. 237 pp.

Vauclin, M. R. Haverkamp et G. Vachaud. 1979. " Résolution Numerique d'une Equation de Diffusion non Linéaire. Application à l'infiltration de l'Eau dans les Sols non Saturés ". Presses Universitaires de Grenoble, France.

Walker, W. R. y G. B. Skogerboe .1987." Surface irrigation : Theory and Practice ". Ed. Prentice - Hall Inc., N.J.

Walker, W. R. y J. D. Busman. 1990. " Real-time estimation of furrow infiltration ". J. Irrig. Drain. Engrg. ASCE 116(3) :299-318.

Warrick, A.W. 1983." Parameters in infiltration equations " Proc. of National Conf. on Advances in infiltration. ASAE.

Wilke, O. L. Y E. T. Smerdon.1965 ." A Solution to the irrigation advance problem " . J. Irrig. Drain .Div., ASCE, 91(IR3) :23-24

ANEJO 1

LISTADO DEL PROGRAMA PRINCIPAL

C**** ENTRADA DE DATOS

PROGRAM OPTYM0

```
IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,L,K,O-Z)
DOUBLE PRECISION NMAN
CHARACTER*15 ARCHIN,ARCHOUT
INTEGER VALIN
DIMENSION X(2),S(10),TBAL(10),XBAL(10),TA(50),TR(50),TRB(50),
*A(10,2),F(2),Q(2,2),VESC(10)
COMMON/DAT/TBAL,TA,TR,TCO,XBAL,DE,NESTOT,VESC,PEND
COMMON/DEVICE/IOC /STOPSW/ISTOP
```

```
IOC=6
N=2
IPRINT= 1
S0=1
N2=0
IMAX=50
```

```
WRITE(*,*)' ARCHIVO ENTRADA DE DATOS ?'
READ(*,'(A15)')ARCHIN
OPEN(1,FILE=ARCHIN,STATUS='OLD')
```

```
READ(1,'(I3,5F8.0)')M,QIN,L,DE,NMAN,PEND
IF(M.GT.10) THEN
  WRITE(*,*)' *** EL NUMERO MAXIMO DE ECUACIONES SON 10'
  GOTO 1000
ENDIF
IF(M.LT.2) THEN
  WRITE(*,*)' *** EL NUMERO MINIMO DE ECUACIONES SON DOS'
  GOTO 1000
ENDIF
NESTOT=IDNINT(L/DE)+1
IF(NESTOT.GT.50) THEN
  WRITE(*,*)' NUMERO DE PUNTOS DE MEDIDA DEL TIEMPO HA DE SER < 50'
  GOTO 1000
ENDIF
READ(1,*) (TA(I), I=1,NESTOT),TCO
READ(1,*) (TR(I), I=1,NESTOT)
READ(1,*) (TBAL(I), I=1,M)
READ(1,*) (VESC(I), I=1,M)
READ(1,*) VALIN
IF(VALIN.EQ.1.OR.VALIN.EQ.0.AND.PEND.EQ.0.0D0) READ(1,*) KM,X(2)
READ(1,*)EPS
```

C** CALCULOS INICIALES Y COMPROBACION DE DATOS

```
NBAL=1
```

```

NBALAV=0
DO 8 I=1,M
  IF(TBAL(I).GT.TCO.AND.TBAL(M).NE.TR(NESTOT))THEN
    WRITE(1,*)' ALGUN TIEMPO DE BALANCE ES > QUE EL TIEMPO DE CORTE
    *
    GOTO 1000
  ENDIF
  IF(TCO.GT.TA(NESTOT)) THEN
    IF(TBAL(I).LE.TA(NESTOT))NBALAV=NBALAV+1
  ELSE
    IF(TBAL(I).LE.TCO)NBALAV=NBALAV+1
  ENDIF
8 CONTINUE
DO 10 I=1,NESTOT
  IF(TA(I).EQ.TBAL(NBAL)) THEN
    XBAL(NBAL)=(I-1)*DE
    NBAL=NBAL+1
  ENDIF
  IF(TCO.LT.TA(I).AND.N2.EQ.0)N2=I-1
10 CONTINUE
  IF(NBAL-1.NE.NBALAV)THEN
    WRITE(1,*)' ALGUN T. BALANCE NO COINCIDE CON EL T. AVANCE'
    GOTO 1000
  ENDIF
  IF(TCO.GT.TA(NESTOT))N2=NESTOT
  N1=DINT(N2/2.0D0)
DO 15 I=NBAL,M
15 XBAL(I)=(NESTOT-1)*DE

C*****SOLUCION INICIAL*****

  IF(VALIN.EQ.0.AND.PEND.NE.0.0D0)THEN

  YCAR=(QIN/60)**(0.6)*NMAN**(0.6)*PEND**(-0.3)
  VSUP1=.77*YCAR*(N1-1)*DE
  VSUP2=.77*YCAR*(N2-1)*DE
  COC1=(QIN*TA(N1)-VSUP1)/(QIN*TA(N2)-VSUP2)
  X(1)=1.0
  PREC=1.0
  X(2)=0.0
30 X(2)=X(2)+.1/PREC
  IF(X(2).GT.1.0) THEN
    WRITE(1,*) 'VALOR DE A (inicial estimado) > 1'
    X(2)=6.0D-1
    GOTO 60
  ENDIF
  VINF1=0.0
  VINF2=0.0
  DO 40 I=1,N1
    Z2=X(1)*(TA(N1)-TA(I))**X(2)
    IF(I.EQ.1)GOTO 40

```

```

IF(I.EQ.N1)THEN
  VINFP=.8*Z1*DE
  GOTO 35
ENDIF
VINFP=(Z1+Z2)/2*DE
35  VINFP1=VINFP1+VINFP
40  Z1=Z2
   DO 50 I=1,N2
   Z2=X(1)*(TA(N2)-TA(I))*X(2)
   IF(I.EQ.1)GOTO 50
   IF(I.EQ.N2)THEN
     VINFP=.8*Z1*DE
     GOTO 45
   ENDIF
   VINFP=(Z1+Z2)/2*DE
45  VINFP2=VINFP2+VINFP
50  Z1=Z2
   COC2=VINFP1/VINFP2
   IF(COC1.LT.COC2)GOTO 30
   IF(COC1.EQ.COC2) GOTO 60
   IF(NIT.EQ.2)GOTO 60
   NIT=NIT+1
   GOTO (52,55)NIT
52  X(2)=X(2)-.1
   PREC=10.0
   GOTO 30
55  X(2)=X(2)-.01
   PREC=100.0
   GOTO 30
60  KM =(QIN*TA(N2)-VSUP2)/VINFP2

   ENDIF

```

C*****ADIMENSIONALIZACION DE LAS VARIABLES

```

KS=KM/60**X(2)
QU=QIN/60

IF(PEND.NE.0.0D0)THEN
  XCAR=QU**(0.6)*NMAN**(0.6)*PEND**(-1.3)
  TCAR=QU**(0.2)*NMAN**(1.2)*PEND**(-1.6)/60
  KADIM=KS*QU**((X(2)-3)/5)*NMAN**((6*X(2)-3)/5)*PEND**((3-16*X(2))
*/10)
  YCAR=QU**(0.6)*NMAN**(0.6)*PEND**(-0.3)

ELSE

  YCAR=QU**(0.5625)*(TCO*60)**(0.1875)*NMAN**(0.375)
  TCAR=TCO
  XCAR=QU*TCO*60/YCAR
  KADIM=KS*(TCO*60)**(X(2)-0.1875)/(QU**(0.5625)*NMAN**(0.375))

```

```

ENDIF

X(1)=KADIM
DE=DE/XCAR
TCO=TCO/TCAR

DO 70 I=1,M
  TBAL(I)=TBAL(I)/TCAR
  XBAL(I)=XBAL(I)/XCAR
70  IF(VESC(I).GT.0.0D0) VESC(I)=VESC(I)/(XCAR*YCAR)

DO 80 I=1,NESTOT
  TA(I)=TA(I)/TCAR
80  IF(TR(I).GT.0.0)TR(I)=TR(I)/TCAR

C**** OPTIMIZACION

  IF(PEND.NE.0.0D0)THEN
    OPEN(4,FILE='VYKAX.YM',ACCESS='DIRECT',RECL=42,FORM='FORMATTED',
*SHARE='YES')
  ELSE
OPEN(4,FILE='V0KAX.YM',ACCESS='DIRECT',RECL=42,FORM='FORMATTED',
*SHARE='YES')
  ENDIF

  WRITE(1,*)
  WRITE(1,*)' OPTYMO v5'
  WRITE(1,*)' VALORES INICIALES'
  WRITE(1,>('' K (M/MIN**A) =',G14.6,' A =',G14.6)') KM,X(2)

  CALL OPLS(X,N,M,S,FF,F,A,EPS,IMAX,IPRINT,Q,S0)

C**** VALOR DIMENSIONAL DE K*

  IF(PEND.NE.0.0D0)THEN
    KS=X(1)/(QU**((X(2)-3)/5)*NMAN**((6*X(2)-3)/5)*PEND**((3-16*X(2))
*/10))
  ELSE
    KS=X(1)/((TCAR*60)**(X(2)-0.1875)/(QU**(0.5625)*NMAN**(0.375)))
  ENDIF

  KM=KS*60**X(2)
  KH=KM*60**X(2)

  ERBVP=0
  DO 200 I=1,M
  IF(TBAL(I).LT.TCO) THEN
    ERBVP=DABS(S(I))/(TBAL(I)-VESC(I))
  ELSE
    ERBVP=DABS(S(I))/(TCO-VESC(I))
  ENDIF

```

```
200  ERRBV=ERRBV+ERRBVP
      ERBVM=ERRBV/M
```

```
      WRITE(1,*) ' VALORES FINALES'
      WRITE(1,('' K (M/SEG**A) =',G14.6,'' A =',G14.6,'' K* =',
*G14.6/,'' K (M/MIN**A) =',G14.6/,'' K (M/H**A) =',G14.6/,
*' SUM. RESID. CUAD. =',G14.6,'' ERR.REL. B.V. =',G14.6)')
      *KS,X(2),X(1),KM,KH,FF,ERRBVM
```

```
      WRITE(1,('' VALOR DE RESIDUOS''))
      WRITE(1,*) (S(I),I=1,M)
```

```
320  CONTINUE
```

```
      IF(ISTOP.EQ.1) WRITE(1,*) ' CONVERGE '
      IF(ISTOP.EQ.2) WRITE(1,*) ' PUNTO INICIAL NO VALIDO'
      IF(ISTOP.EQ.3) WRITE(1,*) ' MAS DE IMAX ITERACIONES'
      IF(ISTOP.EQ.4) WRITE(1,*) ' BUSQUEDA TERMINADA EN EL LIMITE DE LA
* REGION VALIDA'
      IF(ISTOP.EQ.5) WRITE(1,*) ' NO SE CONSIGUE MAS DISMINUCION'
```

```
1000 CONTINUE
```

```
      STOP
      END
```

LISTADO SUBROUTINA CALFUN

```
SUBROUTINE CALFUN(X,N,M,FF,S,INF)
```

```
      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,L,O-Z)
      DIMENSION X(N),S(M),TBAL(10),XBAL(10),TA(50),TR(50),TRB(50),
*VESC(10),XFUN(2),DYMDK(10),DYMDA(10),YM(10)
      COMMON/DAT/TBAL,TA,TR,TCO,XBAL,DE,NESTOT,VESC,PEND
      COMMON/GRD/XFUN,DYMDK,DYMDA
```

```
      INF=0
      FF=0.D0
      IF(PEND.NE.0.0D0)THEN
      IF(X(1).LT.1.0D-1.OR.X(1).GT.3.0D0.OR.X(2).LT.1.0D-3.OR.X(2).GT.
*1.0D0) THEN
          INF=1
          RETURN
      ENDIF
```

```
      ELSE
```

```
      IF(X(1).LT.1.0D-2.OR.X(1).GT.8.0D0.OR.X(2).LT.1.0D-3.OR.X(2).GT.
*1.0D0) THEN
          INF=1
          RETURN
      ENDIF
```

```

ENDIF

CALL YMED(X,M,XBAL,PEND,YM,DYMDK,DYMDA,INFX)
IF(INFX.EQ.1)THEN
  INF=1
  RETURN
ENDIF

DO 50 I=1,2
50  XFUN(I)=X(I)

DO 200 J=1,M
IF(TBAL(J).LE.TCO) THEN
  VENTR=TBAL(J)
ELSE
  VENTR=TCO
ENDIF

VSUP= YM(J)*XBAL(J)
NES=IDNINT(XBAL(J)/DE)+1
IF(TBAL(J).LT.TCO)THEN
  DO 80 I=1,NES
80  TRB(I)=TBAL(J)
  ELSE
    VSUP=0.0
    DO 85 I=1,NES
85  TRB(I)=TR(I)
  ENDF

  VINFT=0.D0
  DO 100 I=1,NES
    Z2=X(1)*(TRB(I)-TA(I))*X(2)
    IF (I. EQ.1 ) GOTO 100
    IF(I.EQ.NES.AND.TBAL(J).LE.TA(NESTOT)) THEN
      VINFP=1/(1+X(2))*Z1*DE
      GOTO 90
    ENDF
    VINFP=(Z1+Z2)/2*DE
90  VINFT=VINFT+VINFP
100  Z1=Z2

    S(J)=VENTR-VSUP-VINFT-VESC(J)

200  FF=FF+S(J)**2

RETURN
END

```


LISTADO SUBROUTINA CALGRD

SUBROUTINE CALGRD(X,N,M,FF,S,A,INF)

IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,L,O-Z)

DIMENSION X(N),S(M),TBAL(10),XBAL(10),TA(50),TR(50),TRB(50),A(M,N)

*,VESC(10),XFUN(2),YM(10),DYMDK(10),DYMDA(10)

COMMON/DAT/TBAL,TA,TR,TCO,XBAL,DE,NESTOT,VESC,PEND

COMMON/GRD/XFUN,DYMDK,DYMDA

INF=0

IF(PEND.NE.0.0D0)THEN

IF(X(1).LT.1.0D-1.OR.X(2).LT.1.0D-3.OR.X(1).GT.3.0D0.OR.X(2).

*GT.1.0D0)THEN

INF=1

RETURN

ENDIF

ELSE

IF(X(1).LT.1.0D-2.OR.X(2).LT.1.0D-3.OR.X(1).GT.8.0D0.OR.X(2).

*GT.1.0D0)THEN

INF=1

RETURN

ENDIF

ENDIF

IF(XFUN(1).NE.X(1).OR.XFUN(2).NE.X(2))CALL YMED(X,M,XBAL,PEND,YM,

*DYMDK,DYMDA,INFX)

IF(INFX.EQ.1)THEN

INF=1

RETURN

ENDIF

DO 200 J=1,M

NES=IDNINT(XBAL(J)/DE)+1

IF(TBAL(J).LE.TCO)THEN

DO 80 I=1,NES

80 TRB(I)=TBAL(J)

ELSE

DO 85 I=1,NES

85 TRB(I)=TR(I)

ENDIF

DVDKT=0

DVDAT=0

DO 100 I=1,NES

IF(I.EQ.NES.AND.TBAL(J).LE.TA(NESTOT)) THEN

DVDKP=1/(1+X(2))*DZDK1*DE

DVDAP=(DZDA1*(1+X(2))-(TRB(I-1)-TA(I-1))*X(2))*DE/(1+X(2))**2

GOTO 90

ENDIF

```

DZDK2=(TRB(I)-TA(I)**X(2)
DZDA2=X(1)*(TRB(I)-TA(I)**X(2)*DLOG(TRB(I)-TA(I))
IF (I. EQ.1 ) GOTO 95
DVDKP=(DZDK1 +DZDK2)/2*DE
DVDAP=(DZDA1 +DZDA2)/2*DE
90  DVDKT=DVDKT+DVDKP
    DVDAT=DVDAT+DVDAP
95  DZDK1=DZDK2
    DZDA1=DZDA2
100 CONTINUE

IF(J.EQ.M.AND.TBAL(M).GT.TCO) THEN
    DYMDK(M)=0
    DYMDA(M)=0
ENDIF

DVSDK=DYMDK(J)*XBAL(J)
DVSDA=DYMDA(J)*XBAL(J)

150 A(J,1)= -DVDKT-DVSDK
    A(J,2)= -DVDAT-DVSDA
200 CONTINUE
    RETURN
    END

```

LISTADO SUBROUTINA YMEDO

SUBROUTINE YMED(X,M,XBAL,S,YME,DYMDK,DYMDA,INFX)

IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,K,Q-Z), INTEGER (P)

DIMENSION KTAB(7),ATAB(11),POSYM0(110),POSP(4),YM1(4),YM2(4),
*YM0(4),YM(8,4),X(2),XBAL(10),YME(10),DYMDK(10),DYMDA(10),INDX(8),
*COEF(8,8),TI(8),KTAB0(10),POSYM00(110)

DATA KTAB/1D-1,5D-1,1D0,15D-1,2D0,25D-1,3D0/,ATAB/1D-3,1D-1,2D-1
*,3D-1,4D-1,5D-1,6D-1,7D-1,8D-1,9D-1,1D0/,POSYM0/
* 1, 36, 71, 106, 141, 176, 211, 247, 283, 322, 378, 410, 447,
*484,
* 522, 561, 602, 650, 721, 788, 819, 841, 858, 897, 938, 982,1029,
*1087,
* 1194,1234,1275,1318,1341,1349,1397,1493,1593,1641,1731,1897,1963,
*2001,
* 2037,2057,2062,2113,2177,2256,2313,2425,2510,2545,2577,2623,2643,
*2647,
* 2695,2747,2827,2954,3068,3194,3234,3275,3322,3342,3345,3402,3459,
*3585,
* 3665,3735,3799,3836,3876,3913,3933,33*0.0/,
* KTAB0/1D-2,5D-1,1D0,2D0,3D0,4D0,5D0,6D0,7D0,8D0/,
* POSYM00/
* 1, 21, 41, 61, 81, 101, 121, 141, 161, 181, 201, 221, 231,

```

* 241,
*251, 261, 271, 281, 291, 301, 311, 321, 331, 341, 351, 361, 371,
* 381,
*391, 401, 411, 421, 431, 441, 451, 461, 471, 481, 491, 501, 511,
* 521,
*531, 541, 551, 561, 571, 581, 591, 601, 611, 621, 631, 641, 651,
* 657,
*667, 677, 687, 697, 707, 717, 727, 737, 747, 757, 762, 772, 782,
* 792,
*802, 812, 822, 832, 842, 852, 862, 866, 876, 886, 896, 916, 936,
* 956,
*976, 996, 1016, 1036, 1041, 1051, 1071, 1091, 1111, 1131, 1151, 1171, 1191,
*1211,
*1231, 1236, 1246, 1266, 1286, 1306, 1326, 1346, 1366, 1386, 1406, 1426/

KI=X(1)
AI=X(2)
INFX=0

IF(S.NE.0.0D0)THEN

DO 20 I=1,7

IF(KI.LT.KTAB(1).OR.KI.GT.KTAB(7))THEN
  WRITE(*,*)' VALOR DE K* FUERA DEL RANGO PREVISTO,NO SE PUEDE INT
*ERPOLAR'
  INFX=1
  RETURN
ENDIF

IF(KI.EQ.KTAB(I))THEN
  IF(I.LT.7) THEN
    KI=KI+1.0D-2
  ELSE
    KI=KI-1.0D-2
  ENDIF
ENDIF
IF(I.EQ.1)GOTO 20
IF(KI.GT.KTAB(I-1).AND.KI.LE.KTAB(I))THEN
  POSK=I
  GOTO 30
ENDIF
20  CONTINUE

ELSE

DO 22 I=1,110
22  POSYM0(I)=POSYM0(I)

```

```

DO 25 I=1,10

IF(KI.EQ.KTAB0(I))THEN
IF(I.LT.10) THEN
KI=KI+1.0D-2
ELSE
KI=KI-1.0D-2
ENDIF
ENDIF
IF(I.EQ.1)GOTO 25
IF(KI.GT.KTAB0(I-1).AND.KI.LE.KTAB0(I))THEN
POSK=I
GOTO 30
ENDIF
25 CONTINUE
ENDIF

30 DO 40 I=1,11
IF(AI.LT.ATAB(1).OR.AI.GT.ATAB(11))THEN
WRITE(*,*)' VALOR DE "a" FUERA DEL RANGO PREVISTO,NO SE PUEDE
*INTERPOLAR'
INFX=1
RETURN
ENDIF
IF(AI.EQ.ATAB(I))THEN
IF(I.LT.11) THEN
AI=AI+1.0D-3
ELSE
AI=AI-1.0D-3
ENDIF
ENDIF
IF(I.EQ.1)GOTO 40
IF(AI.GT.ATAB(I-1).AND.AI.LE.ATAB(I))THEN
POSA=I
GOTO 50
ENDIF
40 CONTINUE

50 CONTINUE

POSP(1)=11*(POSK-2)+POSA
POSP(2)=11*(POSK-1)+POSA
POSP(3)=11*(POSK-2)+POSA-1
POSP(4)=11*(POSK-1)+POSA-1

DO 300 IM=1,M

DO 200 I=1,4
DO 160 J=1,500
POSX=POSYM0(POSP(I))+J

```

```

IF(POSX.EQ.POSYM0(POSP(I)+1)) THEN
  READ(4,500,REC=POSX-5)(YM0(N),N=1,4)
  IF((YM1(3)-YM0(3)).LT.0.01) THEN
    READ(4,500,REC=POSX-10)(YM0(N),N=1,4)
  ENDIF
  YM2(3)=XBAL(IM)
  YM2(4)=(YM1(4)-YM0(4))/(YM1(3)-YM0(3))*YM2(3) +
*(YM1(3)*YM0(4)-YM0(3)*YM1(4))/(YM1(3)-YM0(3))
  WRITE(*,*) ' EXTRAPOLANDO DERECHA'
  GOTO 100
ENDIF

READ(4,500,REC=POSX)(YM2(N),N=1,4)

IF(J.EQ.1.AND.YM2(3).GT.XBAL(IM)) THEN

  READ(4,500,REC=POSX)(YM0(N),N=1,4)
  READ(4,500,REC=POSX+2)(YM1(N),N=1,4)
  YM2(3)=XBAL(IM)
  YM2(4)=(YM1(4)-YM0(4))/(YM1(3)-YM0(3))*YM2(3) +
*(YM1(3)*YM0(4)-YM0(3)*YM1(4))/(YM1(3)-YM0(3))
  WRITE(*,*) ' EXTRAPOLANDO IZQUIERDA'
  GOTO 100
ENDIF

IF(J.EQ.1) GOTO 140
IF(YM1(3).LE.XBAL(IM).AND.YM2(3).GE.XBAL(IM))THEN
100  DO 120 N=1,4
      YM(I,N)=YM1(N)
120  YM(I+4,N)=YM2(N)
      GOTO 200
ENDIF
140  DO 150 N=1,4
150  YM1(N)=YM2(N)
160  CONTINUE

200  CONTINUE

C
C  DADOS 8 PUNTOS GENERA LA FUNCION DE INTERPOLACION
C

DO 210 I=1,8
  COEF(I,1)=1.D0
  COEF(I,2)=YM(I,1)
  COEF(I,3)=YM(I,2)
  COEF(I,4)=YM(I,3)
  COEF(I,5)=YM(I,1)*YM(I,2)
  COEF(I,6)=YM(I,1)*YM(I,3)
  COEF(I,7)=YM(I,3)*YM(I,2)
  COEF(I,8)=YM(I,1)*YM(I,2)*YM(I,3)

```

```
210    TI(I)=YM(I,4)

      CALL LUDCMP(COEF,8,8,INDX,D)
      CALL LUBKSB(COEF,8,8,INDX,TI)

      YME(IM)=TI(1)+KI*TI(2)+AI*TI(3)+XBAL(IM)*TI(4)+KI*AI*TI(5)+KI*
*XBAL(IM)*TI(6)+AI*XBAL(IM)*TI(7)+KI*AI*XBAL(IM)*TI(8)
      DYMDK(IM)=TI(2)+AI*TI(5)+XBAL(IM)*TI(6)+AI*XBAL(IM)*TI(8)
      DYMDA(IM)=TI(3)+KI*TI(5)+XBAL(IM)*TI(7)+KI*XBAL(IM)*TI(8)
300    CONTINUE
500    FORMAT(2X,2F8.3,2G12.4)
1000   CONTINUE
      RETURN
      END
```

ANEJO 2

Ejemplo de entrada y salida de datos

Se ha tomado el riego LIN2 como ejemplo de datos de entrada y salida del programa OPTYM0.

Datos de entrada :

Nº puntos ajuste = 4, $q = 0.15$, $L = 200$, $DE = 20$, $n = 0.231$, $S = 0.00061$

Tiempos de avance = 0,10,25,40,58,80,101,121,144,166,185,145

Tiempos de receso = 172,187,205,221,239,258,277,294,316,934,1135

Tiempos de ajuste = 101,121,144,1135

Volúmenes de escorrentía para los tiempos de ajuste = 0,0,0,0

Valor inicial : Método de Burt.

Radio de convergencia (EPS) = 10^{-4}

Datos de salida :

OPTYM0 v5

VALORES INICIALES

$K (M/MIN^{**}A) = 0.144981E-02$ $A = 0.828000$

VALORES FINALES

$K (M/SEG^{**}A) = 0.107213E-02$ $A = 0.481762$ $K^* = 0.738289$

$K (M/MIN^{**}A) = 0.770717E-02$

$K (M/H^{**}A) = 0.554039E-01$

SUMA RESIDUOS AL CUADRADO = $0.247489E-03$

ERROR RELATIVO MEDIO DE BALANCE DE VOLUMEN = $0.614310E-02$

VALOR DE RESIDUOS PARA CADA TIEMPO DE AJUSTE

1.29211474608156851E-02 -1.18755503801420970E-03 -8.87174114681166248E-03
6.44394953007054738E-04

CONVERGE

Datos de entrada

A continuación se presentan los datos de entrada utilizados para verificar el método inverso basado en el modelo hidrológico mixto.

Los datos tienen la misma estructura con la que se entran en el programa OPTYM0 :

Línea 1 : Número de instantes para los que se desea ajustar los parámetros de infiltración (M), Caudal de entrada (q , m³/min), Longitud total de la parcela (L ; m), Distancia entre estaciones de medida del avance (DE ; m), Rugosidad hidráulica (Coeficiente de Manning (n ; m^{-1/3} s)), Pendiente (S ; m/m).

Línea 2 : Tiempos de avance a las estaciones (min), Tiempo de corte (min).

Línea 3 : Tiempos de receso en las estaciones (min).

Línea 4 : Tiempos en los que se desea ajustar los parámetros de infiltración (min).

Línea 5 : Volúmenes de escorrentía para los instantes en que se desea ajustar los parámetros de infiltración (m³).

Línea 6 : Se dan valores iniciales de las variables k y a ?; 1 (Si), 0 (No).

Línea 7 : Si línea 6 es igual a 1, valores iniciales de k (m/min) y a .

Línea 8 : Radio de convergencia (EPS)

El número de puntos de ajuste, y los tiempos de ajuste varían según las distintas pruebas realizadas para analizar la capacidad de ajuste, predicción , etc...

Datos riegos simulados

ARB1A1

$M=2, q=0.4536, L=176, DE=17.6, n=0.12, S=0.00317$

T. av. = 0,5.4,11.7,18.2,24.9,31.7,38.5,45.5,53.1,64.5,104.7, Tco = 40

T. rec. = 51.6,71.6,85.4,95.8,106,109.5,110.1,110.7,141.6,111.6,110.9

T. aj. = 5.4,11.7

V.esc. = 0,0

0

EPS = 1.0d-4

ARB1A3

$M=3, q=0.4536, L=190, DE=19, n=0.12, S=0.00317$

T. av. = 0,4.2,9.6,15.6,21.9,28.5,35.4,42.5,49.8,57.5,66.4, Tco = 48

T. rec. = 55.8,72.1,80.3,85.7,89,97.2,98.8,100.4,107.2,307.8,799.3

T. aj. = 15.6,21.9,28.5

V.esc. = 0,0,0

0

EPS = 1.0d-4

ARB1A4

$M=2, q=0.4536, L=190, DE=19, n=0.12, S=0.0D0$

T. av. = 0,4,9.9,17,24.9,33.6,42.9,52.8,63.2,74.2,85.6, Tco = 90

T. rec. = 435.8,435.8,435.8,435.8,435.8,435.8,435.8,435.8,435.8,435.8

T. aj. = 24.9,33.6

V. esc. = 0,0

1

$k_i=0.01, a_i=0.1$

EPS = 1.0D-6

ARB1A5

$M=3, q=0.4536, L=190, DE=19, n=0.12, S=0.00317$

T. av. = 0,3.3,7.7,12.6,18,23.8,30,36.5,43.4,50.6,58.2, Tco = 60

T. rec. = 67.8,80.1,85.7,88.9,91.9,93.9,95.8,131.3,236.9,384.1,573.3

T. aj. = 7.7,12.6,30

V. esc. = 0,0,0

0

EPS = 1.0D-4

ARB1A7

$M=3, q=0.4536, L=190, DE=19, n=0.12, S=0.00317$

T. av. = 0,2.9,6.7,10.9,15.5,20.5,25.8,31.6,37.8,44.5,51.7, Tco = 70

T. rec. = 77.7,85.6,92.8,97.3,101.9,104.6,108.5,157.5,224.5,299.6,381.8

T. aj. = 10.9,15.5,20.5

V. esc. = 0,0,0

0

EPS = 1.0D-4

Datos riegos evaluados en campo.

ADEI

$M=4, q=0.1098, L=475, DE=25, n=0.08, S=0.0d0$

T. av. = 0,14,37,63,93,130,155,183,210,240,275,312,352,400,448,490,533,585,640,670,
Tco=660

T. rec. = 1650,1650,1650,1650,1710,1770,1815,1880,1960,1960,1930,1930,
1860,1860,1860,1860,1815,1815,1815,1815

T. aj. = 275,352,400,448

V. esc. = 0,0,0,0

1

$k_i = 0.01, a_i = 0.32$

EPS = 1.0d-4

ARB21

$M=4, q=0.3894, L=140, DE=20, n=0.37, S=0.00212$

T. av. = 0,5,17,29,42,58,73,87, Tco =74

T. rec. = 123,128,143,158,183,198,225,225

T. aj. = 29,42,58,225

V. esc. = 0,0,0,0

0

EPS = 1.0D-4

LIN2

$M = 4, q = 0.15, L=200, DE=20, n=0.231, S=0.00061$

T. av. = 0,10,25,40,58,80,101,121,144,166,185, Tco =145

T. rec. = 172,187,205,221,239,258,277,294,316,934,1135

T. aj. = 101,121,144,1135

V. esc. = 0,0,0,0

0

EPS = 1.0d-4

LIN4

$M=7, q=0.3144, L=180, DE=20, n=0.043, S=0.00056$

T. av. = 0,6,13,19,26,33,42,51,60,70, Tco = 60

T. rec. = 74,80,87,94,101,108,114,121

T. aj. = 13,19,26,33,42,51,60

V. esc. = 0,0,0,0,0,0,0

0

EPS = 1.0D-4

LIN5

$M=8, q=0.2064, L=320, DE=20, n=0.193, S=0.00258$

T.av. = 0,6,13,22,32,42,53,65,77,89,101,113,125,138,150,163,176, Tco=141

T. rec. = 141,152,161,171,178,187,193,200,208,222,233,243,250,261,311,
361,387

T. aj. = 42,53,65,77,89,101,113,138

V. esc. = 0,0,0,0,0,0,0,0

0

EPS = 1.0D-4