

Estimación de la producción y transporte de sedimentos en cuencas urbanas pequeñas a escala de evento mediante un modelo de base física basado en SIG

Programa de Doctorado en Ingeniería Civil

Jeannette Zambrano Nájera

Director

Manuel Gómez Valentín

ENERO DE 2015, BARCELONA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONA TECH
Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de
Barcelona
Instituto FLUMEN UPC

TESIS DOCTORAL

Estimación de la producción y transporte de sedimentos en
cuencas urbanas pequeñas a escala de evento mediante un
modelo de base física basado en SIG

Autora

Jeannette Zambrano Nájera

Director

Manuel Gómez Valentín

Tesis presentada para optar al título de
Doctora por la Universitat Politècnica de Catalunya
PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

Enero de 2015, Barcelona

A Andrés, Juanita y David

“In the confrontation between the stream and the rock, the stream always wins, not through strength but by perseverance.”

“En la lucha entre el arroyo y la roca, siempre triunfa el arroyo, no porque sea más fuerte, sino porque persevera.”

H. Jackson Brown

Resumen

Las grandes modificaciones sufridas en el paisaje de las cuencas urbanas –especialmente en el siglo XX-, causadas por el incremento de los asentamientos urbanos han conducido al aumento progresivo de los caudales de escorrentía y por tanto a una mayor producción de sedimentos. Estas condiciones se ven agravadas en climas con precipitaciones con altas intensidades y corta duración, como las que se presentan en el Litoral Mediterráneo.

Estos sedimentos especialmente los gruesos, pueden causar problemas de erosión y lo que generará obstrucciones en la red de drenaje reduciendo la capacidad hidráulica. Por estas razones, cada vez cobra más importancia el estudio de los sedimentos generados por la erosión hídrica en zonas urbanas, especialmente en las cuencas de cabecera.

Una manera de realizarlo es mediante la modelación de los procesos que transforman la lluvia en caudal, así como de los procesos de producción, transporte y depositación de sedimentos.

El objetivo de este trabajo es desarrollar un modelo para estimar la producción y el transporte de sedimentos, el cual sirva para predecir el comportamiento de este en cuencas urbanas de cabecera. Por tal motivo se propone un nuevo modelo en base física distribuido aplicable a cuencas con condiciones pluviométricas similares a las del Litoral Mediterráneo (alta intensidad y corta duración). El modelo es aplicado exitosamente en dos cuencas con condiciones de validación totalmente diferentes.

Abstract

Huge modifications have been made to landscape or urban watersheds, especially in twentieth century, caused by increases in urbanization have led to progressive increases in runoff flows and therefore sediment production. These conditions are exacerbated in climates with high rainfall intensities and short duration, such as those occurring in the Mediterranean Coast.

These sediments especially coarse sediments can cause erosion problems and obstruction of drainage systems which in turns reduce hydraulic capacity. For these reasons, it is more and more important to study of sediment production by water erosion in header urban watershed.

One way of doing this is by modeling the processes that transform rainfall rate, as well as production, transport and deposition of sediments.

The objective of this work is to develop a model to estimate production and transport of sediments, which are useful for predicting the behavior of sediments in header urban watersheds. For this reason, it is proposed a new distributed physically based model applicable to watersheds with rainfall conditions similar to those in Mediterranean Coast (high intensity, short duration). The model is successfully applied to two basins with totally different validation conditions.

Agradecimientos

Mis más sinceros agradecimientos a mi tutor el profesor Manuel Gómez Valentín, por permitirme realizar este proyecto de investigación con él, por su continua guía, su gran paciencia y generosidad al compartir sus conocimientos conmigo.

A la Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales por su apoyo como institución para la realización de este gran sueño.

A los compañeros del departamento de Ingeniería Civil especialmente al grupo de Hidráulica, a Ferna y a la Ing. Adela por estar allí siempre para guiarnos, a Julián y a Freddy.

A Carla y Jorge, por su gran apoyo. Sin su ayuda habría sido aún más difícil.

Al grupo de trabajo de FLUMEN, por su ayuda siempre alegre y sobre todo por los almuerzos, reuniones y muy gratas tardes de chicas FLUMEN. Muchas gracias Ire, Sole, Marina, Utu, Belén, Geor, Cesca, Rodrigo, Hans, Carlos y Jordi ha sido un gran placer trabajar con ustedes.

También agradezco inmensamente a los amigos que hicieron de esta vivencia en Barcelona algo memorable: a Mai, Cesar, Dieguirris, Mabel, Ivo, Mari, Elvi y Manuel. Al grupo del Pau Cassals quienes muchas veces tuvieron que correr a por Juanita y Davi mientras que nosotros llegábamos.

Y finalmente, debo agradecer especialmente a mi familia que son el motor de mi vida. A mi madre por su gran inteligencia y apoyo incondicional, a mi padre por su creatividad, a mis hermanos Kari, y Carlos a mis compañeros de vida; a mis pedacitos de vida Davi (mi fuente de alegría portable) y Juanis (la “tesina” más tierna que se ha hecho jamás) por el tiempo que les he robado para el desarrollo de esta tesis, y por último a mi esposo Andrés por su gran paciencia y apoyo y por estar siempre en los momentos claves.

TABLA DE CONTENIDO

Resumen	vii
Abstract	ix
Agradecimientos	xi
Tabla de contenidos	xiii
Abreviaturas	xvii
Nomenclatura	xviii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 OBJETIVO DE INVESTIGACIÓN	3
1.3 METODOLOGÍA	4
1.4 ESQUEMA DEL DOCUMENTO DE TESIS	5
CAPÍTULO 2. MODELACIÓN HIDROLÓGICA	7
2.1 EROSIÓN HÍDRICA EN CUENCAS URBANAS	7
2.1.1 DEFINICIÓN Y CONCEPTOS	8
2.1.2 MECANISMOS QUE INTERVIENEN EN EL PROCESO DE EROSIÓN HÍDRICA	8
2.2 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LOS PROCESOS HIDROLÓGICOS EN CUENCAS URBANAS	9
2.2.1 PROCESOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	9
2.2.1.1 Análisis de precipitación	14
2.2.1.2 Pérdidas de precipitación	17
2.2.1.3 Transformación lluvia-caudal y Transporte en superficie	32
2.2.1.4 Transformación lluvia-caudal y Transporte en Canales	39
2.2.1.5 Esquemas numéricos para la resolución de la aproximación de Onda Cinemática.	42

CAPÍTULO 3. MODELACIÓN SEDIMENTOLÓGICA	49
3.1 MODELACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS	49
3.2 MODELACIÓN EN BASE FÍSICA	52
3.2.1 PROCESOS EROSIVOS Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS	55
3.2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	64
3.2.3 SEDIMENTACIÓN	68
3.3 REVISIÓN DE MODELOS DE BASE FÍSICA EXISTENTES	78
3.4 INTEGRACIÓN MODELOS NUMÉRICOS Y LOS SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)	84
CAPÍTULO 4. MODELO PROPUESTO	87
4.1 ELEMENTOS CONCEPTUALES DEL MODELO	87
4.1.1 Conceptualización de la cuenca	87
4.1.2 Caracterización geométrica de los canales	89
4.2 MODELO HIDROLÓGICO	91
4.2.1 Precipitación	91
4.2.2 Interceptación	91
4.2.3 Infiltración	94
4.2.4 Transformación lluvia-caudal y transporte en elementos planos	96
4.2.5 Transformación lluvia-caudal y transporte en los elementos canales	100
4.3 MODELO SEDIMENTOLÓGICO	103
4.3.1 EROSIÓN Y TRANSPORTE EN LOS PLANOS	103
4.3.1.1 Procesos simulados	103
4.3.1.2 Procesos erosivos en los planos	104
4.3.1.3 Transporte y sedimentación en los planos	107
4.3.2 EROSIÓN Y TRANSPORTE EN LOS CANALES	110
4.3.2.1 Procesos simulados	110
4.3.2.2 Procesos erosivos en los canales	110
4.3.2.3 Transporte – sedimentación en los canales	111
4.3.3 TRATAMIENTO NUMÉRICO DE LAS ECUACIONES DE SEDIMENTOS	111

CAPÍTULO 5. HERRAMIENTA SIG	113
5.1 JUSTIFICACIÓN DE USO DE HERRAMIENTAS SIG	113
5.2 DESARROLLO DE LA HERRAMIENTA	116
5.2.1 FUNCIONAMIENTO DE LA HERRAMIENTA	123
5.2.1.1 Preparación datos de entrada	124
5.2.1.2 Delimitación de la cuenca	125
5.2.1.3 Parametrización	128
5.2.1.4 Precipitación	135
5.2.1.5 Simulación	136
5.2.1.6 Proceso de calibración	138
CAPÍTULO 6. APLICACIÓN, CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO	141
6.1 EJEMPLO 1. CUENCA MASDEU	141
6.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA	142
6.1.1.1 Clima	142
6.1.1.2 Características Topográficas	143
6.1.1.3 Uso del suelo	144
6.1.1.4 Suelos	147
6.1.2 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN	149
6.1.2.1 Definición de parámetros	149
6.1.2.2 Selección de eventos	150
6.1.2.3 Resultados	151
6.2 EJEMPLO 2. CUENCA GOODWIN CREEK	159
6.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA	159
6.2.1.1 Clima	160
6.2.1.2 Características Topográficas	159
6.2.1.3 Suelos	162
6.2.1.4 Usos del suelo	166
6.2.1.5 Morfología de la red de drenajes	167
6.2.1.6 Caudales	169
6.2.1.7 Transporte de Sedimentos	170
6.2.2 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN	170
6.2.2.1 Definición de parámetros	170

6.2.2.2 Eventos de precipitación	174
6.2.2.3 Resultados obtenidos y discusión	178
CAPÍTULO 7. RESUMEN Y CONCLUSIONES	215
7.1 RESUMEN	215
7.2 CONCLUSIONES	217
7.2.1 CONCLUSIONES SOBRE EL MODELO HIDROLÓGICO	217
7.2.2 CONCLUSIONES SOBRE EL MODELO SEDIMENTOLÓGICO	219
7.2.3 CONCLUSIONES SOBRE LA INTEGRACIÓN CON EL PROGRAMA EN SIG	220
7.2.4 CONCLUSIONES SOBRE LA APLICACIÓN DEL MODELO	221
7.3 APORTES DE LA TESIS	222
7.4 TRABAJO FUTURO	223
REFERENCIAS	225
ANEXOS	241
ANEXO 1. TABLAS DE CLASIFICACIÓN DE COBERTURAS	241
ANEXO 2. FORMULACIONES MODELOS CAPACIDAD DE TRANSPORTE	243
ANEXO 3. MODELOS EXISTENTES PARA LA MODELACIÓN DE PROCESOS EROSIVOS	249
ANEXO 4. EVENTOS DE PRECIPITACIÓN GOODWIN CREEK	251

Abreviaturas

ARS	<i>Servicio de Investigación en Agricultura de los Estados Unidos (Agricultural Research Service)</i>
FAO	<i>Organización de Agricultura y Alimentación (Food and Agriculture Organization)</i>
GA	<i>Modelo de Infiltración Green-Ampt</i>
MRLC	<i>Multiresolution Land Characteristics Consortium</i>
NASA	<i>National Aeronautics and Space Administration</i>
NALC	<i>Caracterización del Paisaje Norte Americano (North American Landscape Characterization)</i>
CN - SCS	<i>Método de Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service)</i>
SIG	<i>Sistemas de Información Geográfica</i>
USDA	<i>Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (United States Department of Agriculture)</i>
USEPA	<i>Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (United States Environment Protection Agency)</i>

Nomenclatura

Letras latinas

A	Área de la sección transversal del flujo.
a, a_d	Coefficientes adimensionales de erosionabilidad del suelo original y desprendido respectivamente en el modelo de Hairsine y Rose.
C	Concentración másica de sedimentos (Kg/m ³), con el subíndice max indica la concentración máxima que puede llevar el flujo, con el subíndice s es la concentración en el estado actual y con el subíndice m a la Capacidad de Transporte.
C	Coefficiente de cobertura del suelo USLE.
CT	Capacidad de Transporte del flujo (Kg/s).
C_D	Coefficiente de arrastre de las partículas.
C_D	Capilaridad definida como $C_D = \Psi \cdot \Delta\theta$ en el modelo de Smith & Parlange.
c_f	Constante de calibración del modelo de K2 para hallar el desprendimiento por impacto.
c_g	Coefficiente de transferencia de sedimentos en el modelo K2 (s ⁻¹).
D	Diámetro de las partículas del suelo (mm).
D(θ)	Difusividad del suelo.
D_i	Desprendimiento del suelo por impacto (Kg/m ²).
D_f	Desprendimiento/deposición del suelo por acción de la escorrentía (Kg/m ²).
d_i	Deposición de las partículas de clase i (Kg/m ² .s).
dx, dt	Diferencial de espacio y tiempo respectivamente.
E	Evaporación desde la cubierta vegetal (mm).
E_p	Tasa de evapotranspiración potencial.
e_v, e_{ri}	Tasa de desprendimiento y redespndimiento de las partículas de sedimento clase i por el impacto de las gotas de lluvia.
F	Fracción del exceso de potencia que se utiliza en el desprendimiento o redespndimiento en el modelo sedimentológico de Hairsine y Rose.
F_a	Pérdidas por infiltración acumuladas (m).
F_o	Número de Froude.
f	tasa de infiltración (mm/s).
f_o, f_c	Capacidad inicial y máxima de Infiltración (mm/s).
f_z	Valor límite de la tasa de infiltración en un suelo (mm/s).
G	Gravedad específica de la partícula.
g	Aceleración de la gravedad (m/s ²).
H	Fracción de la superficie del suelo cubierta por el material recientemente depositado en el modelo de Hairsine y Rose.
H_o	Profundidad normal (m).
h_m	Máxima profundidad de penetración de una gota (mm).
h	Altura de la lámina de agua (m).
I(t)	Infiltración total en el suelo (mm).

<i>I</i>	Cantidad de agua interceptada (mm).
<i>I_a</i>	Abstracción inicial en el suelo (m).
<i>J</i>	Potencia de la corriente necesaria para desprender una unidad de masa del suelo (Kg/s ³).
<i>K</i>	Constante de almacenamiento en la cobertura vegetal (s).
<i>K, K_r</i>	Coefficiente de erosionabilidad del suelo determinado por la metodología USLE o por otros métodos respectivamente (Kg/m ² .s), También denominado S _{TF} .
<i>K_s</i>	Conductividad Hidráulica Saturada (mm/hr).
<i>K(h)</i>	Factor de reducción de la erosión por flujo debido al incremento de la lámina de agua según el modelo de KINEROS2.
<i>k</i>	Número de onda cinemática definido por Woolhiser.
<i>L</i>	Longitud del área de control en la dirección longitudinal (m).
<i>LAI</i>	Índice de Área de Hojas (Leaf Area Index)
<i>m_i, m_t</i>	Masa depositada por unidad de área (Kg/m ²) y masa total depositada.
<i>P</i>	Precipitación bruta (mm)
<i>p</i>	proporción de suelo cubierta por vegetación
<i>pp'</i>	Relación entre el área total de hojas al área de cobertura de vegetación.
<i>Q</i>	Caudal de escorrentía generado (m ³ /s).
<i>q</i>	Caudal unitario por unidad de ancho (m ³ /m.s).
<i>q_l(x,t)</i>	Flujo lateral por unidad de longitud del canal (m ³ /m.s).
<i>q_s</i>	Carga de sedimentos (Kg/s).
<i>R_e</i>	Número de Reynolds.
<i>R_h</i>	Radio hidráulico (m).
<i>r</i>	Tasa de precipitación (mm/s).
<i>r_i, r_{ri}</i>	Tasa de desprendimiento y redespndimiento de las partículas de sedimento de clase i por el flujo (Kg/m ² .s).
<i>S</i>	Capacidad Máxima de almacenamiento en la cobertura vegetal (mm) en el modelo de Interceptación (mm).
<i>S</i>	Almacenamiento potencial máximo de la cuenca en el modelo de infiltración (m ³).
<i>S, S_f</i>	Pendiente de fondo y de fricción respectivamente (m/m), pueden tener también subíndices relativos a las dirección x y y respectivamente.
<i>S_d</i>	Capacidad de almacenamiento de la cuenca (mm)
<i>S_s</i>	Gravedad específica del sedimento $S_s = \rho_s / \rho$,
<i>T_r</i>	Cantidad de agua drenada desde la cobertura vegetal (mm).
<i>T_c</i>	Capacidad de transporte por unidad de ancho (Kg/m.s).
<i>t</i>	Variable de tiempo.
<i>V_d</i>	Almacenamiento Superficial (mm).
<i>u, v</i>	Velocidad en la dirección x y y respectivamente (m/s).
<i>u*</i>	Velocidad de corte (m/s).

v_{si}	Velocidad de asentamiento de las partículas de clase i.
W	Cantidad de agua almacenada en la cubierta vegetal.
w	Ancho efectivo del canal (m).
x	Unidad de espacio (m).
Y	Esfuerzo de corte, adimensional $Y = \tau/[(\rho_s-\rho)gd]$. Con el subíndice c indica el esfuerzo crítico y se obtiene utilizando el esfuerzo de corte crítico.
z	Distancia vertical en el suelo (mm).

Letras griegas

α, α_d	Coeficiente de erosionabilidad del suelo original y depositado respectivamente,
ξ_I	Coeficiente de desprendimiento por impacto en el modelo de Raavendra. Este coeficiente también es denominado como STF en otros modelos.
ξ_F	Factor de calibración de desprendimiento por flujo
ρ, ρ_s	Densidad del fluido y del sedimento respectivamente [Kg/m^3]
θ	Contenido volumétrico de agua en el suelo. El subíndice i indica el valor inicial, el subíndice s indica el valor en la saturación.
θ_e	Porosidad efectiva
ψ	Potencial gravitacional
η	Porosidad total del suelo
ρ_s, ρ_w	Densidades del sedimento y del agua respectivamente (kg/m^3)
τ	Esfuerzo cortante del flujo ($kg/m.s^2$). Con el subíndice c indica el esfuerzo crítico.
Ω, Ω_{cr}	Potencia de la corriente y la potencia crítica por unidad de área respectivamente (Kg/s^3)
$\gamma_{w,s}$	Peso específico del agua con el subíndice w, o del sedimento con el subíndice s ($Kg/m^2.s^2$)
ν	Viscosidad cinemática del agua (m^2/s^2)

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los grandes cambios presentados durante los siglos XX y XXI en las áreas urbanas han generado a su vez grandes cambios en el paisaje, especialmente en el relieve, modificando la respuesta hidrológica frente a un determinado evento. De estos cambios, los más impactantes han sido la impermeabilización total o parcial de la superficie de la cuenca, el cambio (o eliminación) de la cobertura vegetal inicialmente existente por cobertura de baja y mediana altura y la construcción de colectores para drenar los más rápida y eficientemente la cuenca. Estos cambios han generado incrementos considerables en los caudales y en las velocidades del flujo hacia aguas abajo, lo que incrementa los volúmenes de escorrentía (al disminuir la infiltración) y los caudales máximos, y disminuye el tiempo de concentración, causando problemas de inundación en las zonas aguas abajo que pueden ser mayores cuanto menores sean las pendientes en dichas zonas.

Esta problemática es mucho más acusada en las cuencas del litoral Mediterráneo, donde se ha dado un rápido y desordenado crecimiento urbano a la vez que existen unas condiciones hidrológicas adversas, como lluvias muy intensas y cuencas pequeñas con fuerte pendiente (Arandes, 1992).

Adicionalmente, los problemas de inundación están asociados a los contaminantes que son arrastrados con el flujo de escorrentía, especialmente los sedimentos que llegan hasta la red de drenaje. Estos sedimentos pueden ocasionar grandes problemas en su funcionamiento como la disminución de la capacidad hidráulica, agravando aún más los problemas de flujo superficial. Este hecho puede hacer que sea necesario un mantenimiento periódico de dichas instalaciones para garantizar su correcto funcionamiento o incluso hacer que sea necesaria la

construcción de estructuras que eviten la entrada de sólidos en la red de drenaje (Hernández López, 2009). Este factor es más crítico en las cuencas urbanas que cuentan con cuencas de cabecera o zonas aguas arriba con cubierta natural, ya que si dicha cobertura es poca o muy baja, el suelo estará más expuesto de lo normal a los procesos erosivos causando un mayor aporte de sedimentos a las cuencas urbanas.

De esta manera cada vez cobra mayor importancia determinar la producción de sedimentos causados por la erosión hídrica en las cuencas urbanas, especialmente en los puntos críticos, es decir en las cuencas de cabecera. Una manera de realizarlo es mediante la modelación de los procesos que transforman la lluvia en caudal, así como de los procesos de producción, transporte y depósito de sedimentos. Estos deben ser capaces de reflejar la respuesta de la cuenca a un evento de precipitación, a escalas espaciales y temporales apropiadas. La modelación hidrológica y sedimentológica se puede realizar mediante modelos empíricos o modelos de base física. Los modelos empíricos se fundamentan en el establecimiento de formulaciones matemáticas basadas en las medidas recogidas en cuencas o parcelas experimentales. Son útiles para la estimación de la producción de sedimentos en forma continua y para áreas que puedan ser trabajadas de manera agregada. Sin embargo, no suministran información sobre la tasa de erosión por eventos, las fuentes que originan la erosión, los cambios a largo plazo en las laderas y/o la sedimentación. Por este motivo y paralelamente a los desarrollos tecnológicos surgen los modelos de base física.

Los modelos de base física se fundamentan en la modelación matemática de los procesos físicos que intervienen en el fenómeno erosivo para determinar la producción de sedimentos. Actualmente existe gran cantidad de modelos, los que varían ampliamente en el tratamiento de los procesos seleccionados, así como en la escala temporal y espacial que utilizan y el componente de la erosión en el que se enfocan. Según la escala espacial utilizada los modelos pueden ser agregados o distribuidos. Los modelos agregados agrupan los diferentes factores para lograr simplicidad computacional, pero pueden resultar demasiado simples en la descripción física. Por el contrario, los modelos distribuidos discretizan la cuenca en pequeñas porciones denominadas celdas (resolución de 50 x 50 m, 30 x 30 m ó incluso menores), e intentan capturar la mayor cantidad de información incluyéndola dentro de los cálculos locales en cada elemento discretizado, logrando así una mejor predicción espacial y temporal de la erosión a nivel de cuenca, pero con un alto costo computacional y de datos.

A pesar de la gran cantidad de modelos que se han desarrollado, existen muchos problemas para su aplicación debido a la heterogeneidad de las propuestas existentes debido a los procesos que describen, su formalización matemática, la representación espacial y temporal que realizan, los requerimientos de información y de tiempo de computación, etc. (Alatorre and Beguería, 2009). Además, otros problemas para su aplicación son la sobreparametrización (modelos con un elevado número de parámetros para describir los procesos físicos que se desarrollan), requerimientos de datos de entrada poco realistas o muy difíciles de conseguir, condiciones de aplicación no extrapolables a las condiciones locales y pobre o nula documentación sobre el uso y validación del modelo (Merrit et al., 2003). Por este motivo, la aplicación de cualquiera de los modelos existentes a pequeñas cuencas urbanas del entorno del Litoral Mediterráneo implica realizar grandes esfuerzos en tiempo y costos para determinar los parámetros requeridos por el modelo (problema de sobre-parametrización), o realizar simplificaciones de las características ambientales propias del entorno Mediterráneo que generarán errores en los resultados obtenidos.

En base a lo anterior, en el presente estudio se propone la creación de un modelo conceptual y computacional aplicable a cuencas de cabecera de áreas urbanas ubicadas en el Litoral Mediterráneo, que sea distribuido, por eventos, para estimar la producción y el transporte de sedimentos de manera dinámica.

1.2 OBJETIVO DE INVESTIGACIÓN

Desarrollar un modelo conceptual y computacional que simule adecuadamente la producción, erosión, transporte y sedimentación, de manera distribuida espacial y temporalmente, para un evento de lluvia en pequeñas cuencas de cabecera de áreas urbanas (inferiores a 100 ha).

Para lograr esto, se pretenden alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- Construir un modelo de pérdidas de base física, que prediga en forma ajustada y sencilla (es decir con el menor número de parámetros posible) las condiciones hidrológicas de cuencas de cabecera de áreas urbanas.
- Diseñar un modelo que estime la producción de sedimentos considerando los procesos de erosión, transporte y sedimentación, de manera dinámica. Esto tanto para los elementos planos (laderas de la cuenca) como en los canales de drenaje.

- Vincular el modelo a un Sistema de Información Geográfico apropiado mediante una interfaz amigable y sencilla, que permita la geovisualización de los patrones espaciales de erosión/sedimentación para la totalidad del área de estudio así como para puntos específicos de la misma.
- Validar los métodos propuestos mediante la aplicación a una cuenca de la que se disponga de datos de producción de sedimentos.

El modelo que se propone será robusto por cuanto incorporará fundamentos físicos, matemáticos y numéricos suficientemente comprobados, pero a su vez innovador por cuanto se incluirán procesos físicos poco estudiados por no ser relevantes para otros tamaños de cuenca o para la descripción de procesos continuos. De este modo, el modelo permitirá lo siguiente:

- Localizar las zonas donde se produce el desprendimiento de los suelos, y la posterior sedimentación. Para lograr esto se realizará una mejor definición y modelación de los procesos que ocurren entre celdas (plano-plano, canal-canal o plano-canal) y por tanto una mejor modelación de los procesos de escorrentía y de transporte de los sedimentos. Al representar la cuenca de manera distribuida (mallas estructuradas) con alta resolución, se logra una mejor descripción de las características topográficas de la cuenca, de sus propiedades y de la red hidrográfica.
- Estimar las pérdidas de precipitación de manera muy detallada pero de manera sencilla, es decir con la menor cantidad de parámetros.
- Estimar la producción y transporte de sedimentos de forma dinámica de manera que se pueda realizar el seguimiento de los procesos en un punto a lo largo del tiempo. En este caso también se restringirá la cantidad de parámetros para mejorar el proceso de calibración.

1.3 METODOLOGÍA

Inicialmente se realizará la revisión bibliográfica para determinar el Estado del Arte de la modelación de la erosión hídrica, definiendo las principales metodologías para la estimación de los procesos hidrológicos y sedimentológicos involucrados, además de los métodos numéricos de resolución y las alternativas de programación.

Se pretende crear un modelo conceptual y computacional que determine las pérdidas de precipitación, utilizando el algoritmo para la transformación lluvia-escorrentía y de

transporte del caudal líquido presentado en la tesina de Hernández (2009), y creando un componente sedimentológico que incluya erosión en los planos y en el cauce y transporte/sedimentación diferenciando por tamaño de partículas. La transformación lluvia – escorrentía se simulará mediante la aproximación de Onda Cinemática de las ecuaciones de Saint Venant, resuelta mediante el método implícito de diferencias finitas de cuatro puntos. Con el caudal líquido calculado se evalúa la producción de sedimentos, estimando la erosión por impacto y la erosión por flujo distinguiendo las áreas de planos y de canales, de acuerdo a la formulación de Foster y Meyer (1972). La ecuación en régimen no permanente de conservación del caudal sólido es resuelta mediante un esquema explícito de diferencias finitas.

El modelo se implementará en Matlab, integrándolo a un Sistema de Información Geográfica (SIG), de modo que se pueda realizar la parametrización de forma más fácil y directa. El acoplamiento al SIG también permitirá la geovisualización de la dinámica del transporte de sedimento simulado, con el modelo por medio de mapas ráster y la geovisualización de la distribución de los patrones de erosión/sedimentación generados. Se plantea utilizar el programa ArcGis de ESRI para la preparación, análisis y visualización de los datos de entrada y de los mapas resultantes.

El modelo será validado mediante la evaluación en una cuenca experimental que cuente con datos de precipitación, caudales líquidos y sólidos por eventos característicos. Primero se evaluará la estabilidad de las formulaciones matemáticas empleadas, luego se simulará un evento real para calibrar los parámetros requeridos por el modelo, y por último se calibrará por medio de otros dos eventos.

1.4 ESQUEMA DEL DOCUMENTO DE TESIS

La tesis está dividida en seis grandes capítulos, que incluyen el Marco teórico y conceptual, la formulación del modelo, la aplicación del modelo, la formulación de la herramienta de apoyo en SIG, y las Conclusiones y Recomendaciones.

En el Capítulo 2, *Revisión de Literatura*, se revisa la literatura existente sobre la modelación en base física para la estimación del transporte de sedimentos. Primero se revisan los conceptos teóricos necesarios para simular los procesos involucrados en la estimación de la erosión hídrica, partiendo de la modelación hidrológica y los diferentes procesos involucrados

y definiendo las formulaciones matemáticas disponibles de acuerdo a las características del tipo de cuenca que se pretende modelar.

En el *Capítulo 3*, se realiza una revisión análoga a la realizada en el capítulo 2 de los procesos Hidrológicos, en este caso de los procesos sedimentológicos. Por último, se revisan los principales modelos comerciales disponibles actualmente y la forma de abordar el problema, sus ventajas y desventajas lo que sirvió de referente para el modelo propuesto.

En el *Capítulo 4*, se presenta el modelo Hidrológico e Hidráulico propuesto, especificando todas las hipótesis de trabajo. El modelo propuesto se orienta para su aplicación en cuencas de pequeña área que sean cabeceras de los sistemas de drenaje urbano, ya que se consideran críticas en la generación de sedimentos y su posterior entrada en las redes de drenaje. Por otra parte, el modelo se concentra en el análisis de aquellos eventos de precipitación que presentan altas intensidades de lluvia y cortas duraciones puesto que son los que generan los mayores volúmenes de sedimentos en las cuencas de cabecera de áreas urbanas. En base a estas consideraciones, se proponen métodos que cumplen con las características generales de este tipo de cuencas, y que permiten describir los procesos hidrológicos y sedimentológicos característicos de dichas áreas sometidas a las precipitaciones descritas.

En el *Capítulo 5*, se describe la herramienta en base SIG desarrollada para una mejor manipulación y almacenamiento de los datos de entrada, y para mejorar la visualización de los resultados de salida. La herramienta permite al usuario realizar la delimitación de la cuenca, y a través de este proceso se organizan los mapas en formato de matrices tipo texto, de manera que sean compatibles con el modelo escrito en Matlab. Adicionalmente se puede gestionar la información de la lluvia, y de las propiedades a utilizar generando los mapas respectivos y los archivos tipo texto que requiere el programa en Matlab.

En el *Capítulo 6*, se aplica el modelo a diferentes ejemplos y se realiza su calibración y validación. Inicialmente se realizó una calibración hidrológica del modelo mediante su aplicación en una cuenca pequeña de la ciudad de Barcelona, con resultados óptimos. Una vez se tenía ajustado el modelo hidrológico, se aplicó el modelo en la cuenca experimental de Goodwin Creek, ubicada en el estado de Mississipi, Estados Unidos. Esta cuenca es una de varias cuencas instrumentadas desarrolladas dentro del programa STEWARDS (Sustaining The Earth's Watersheds – Agricultural Research Database System) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, para la investigación y evaluación de la producción de sedimentos. Por

tanto dicha cuenca tiene datos medidos de precipitación, erosión hídrica y calidad de aguas desde el año 1981.

Por último en el *Capítulo 7*, se presentan las conclusiones obtenidas en la tesis, se exponen los aportes principales y se plantean los trabajos futuros así como las posibles líneas de investigación.

CAPITULO 2

ESTADO DEL ARTE

PROCESOS HIDROLÓGICOS

2.1 EROSIÓN HÍDRICA EN CUENCAS URBANAS

La erosión y la producción de sedimentos se cuentan entre los procesos geomorfológicos de mayor riesgo potencial debido a su gran extensión superficial, ya que de hecho se estima que una sexta parte de los suelos del planeta se encuentra afectada por la erosión hídrica (Alatorre y Beguería, 2009).

Las modificaciones ambientales producidas por el hombre a escala global han sido la causa de un incremento espectacular de la erosión y la producción de sedimentos en muchas partes del mundo. En las cuencas urbanas los procesos de urbanización implican desnudar grandes extensiones de terreno antes cubiertas por vegetación, lo que ha incrementado considerablemente los procesos erosivos. Al respecto Wolman en 1964 realizó un estudio para revisar los procesos erosivos en pequeñas cuencas urbanas y concluye: "Debido a que el proceso de construcción desnuda el suelo de su cobertura natural y lo deja expuesto, la cantidad de sedimentos derivada de los procesos erosivos en un acre de terreno, pueden exceder en 20.000 o 40.000 veces la cantidad erosionada en fincas o bosques en un periodo de tiempo equivalente" (Leopold, 1968).

Adicionalmente, en las cuencas urbanas los caudales punta se incrementan considerablemente, lo que produce grandes cantidades de material debido a la fuerza erosiva del flujo sobre los drenajes naturales. Esto pone de manifiesto la necesidad de almacenar temporalmente los volúmenes de escorrentía excedentes mucho antes de alcanzar los drenajes para poder contrarrestar el efecto erosivo (Leopold, 1968).

2.1.1 DEFINICIÓN Y CONCEPTOS

La erosión se define como el proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas del suelo causado por el agua y el viento. Si el agente es el agua, se habla de erosión hídrica donde la precipitación y la escorrentía son los principales agentes erosivos.

2.1.2 MECANISMOS QUE INTERVIENEN EN EL PROCESO DE EROSIÓN HÍDRICA

El proceso de erosión se inicia con la precipitación, como se observa en la *Figura 2.1*. Las gotas de lluvia generan un impacto sobre el suelo causando que (A), sus agregados sean desintegrados en partículas minúsculas (B), se tapen los poros formando una selladura superficial (C) y provocando el escurrimiento superficial del agua lluvia (D).

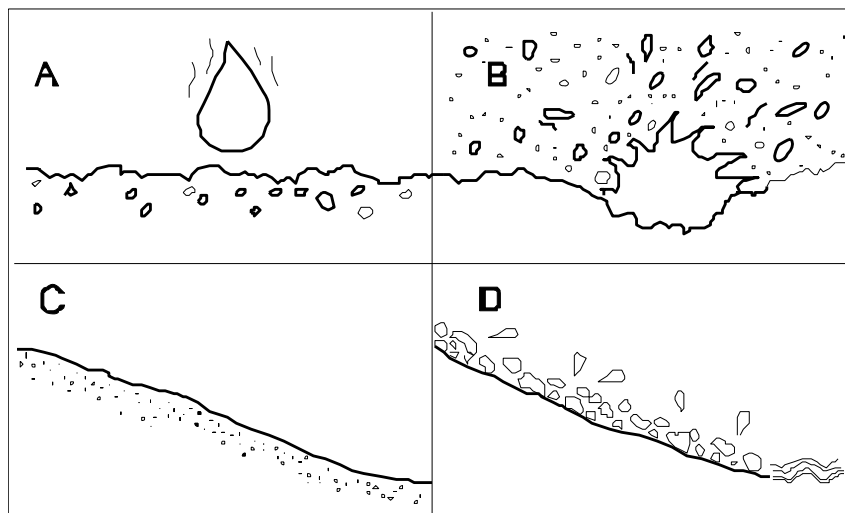


Figura 2.1. Mecanismos de erosión hídrica
Fuente: Derpsch (2000)

Por otra parte, una vez se inicia el escurrimiento, dicho flujo causa un esfuerzo cortante sobre la superficie del suelo, el que de exceder la fuerza cohesiva del mismo, denominado esfuerzo crítico, causará el desprendimiento del suelo (Merrit et al., 2003).

La tasa de erosión en un lugar determinado dependerá de diferentes factores entre los que se pueden contar la intensidad de las precipitaciones y su duración, el grado de inclinación de la pendiente de las laderas, su longitud, la erosionabilidad propia del suelo y la cobertura del terreno tanto en altura como en superficie, siendo el factor climático el más influyente ya que determina el volumen de escorrentía.

2.2 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LOS PROCESOS HIDROLÓGICOS EN CUENCAS URBANAS

Para mejorar el conocimiento sobre las cuencas se pueden realizar estudios de campo con los que se tendría información detallada de la producción de sedimentos, que sin embargo son costosos y requieren mucho tiempo para obtener resultados. Adicionalmente, presentan limitaciones porque con ellos no se pueden determinar las interrelaciones entre los procesos y no se puede generalizar los resultados. Por esta razón, la modelación computacional se ha convertido en una gran herramienta para simular la producción de sedimentos en cuencas.

La modelación de la erosión se ha desarrollado rápidamente gracias al crecimiento de la capacidad de los computadores y de los lenguajes de programación.

Para modelar los procesos sedimentológicos, primero se debe realizar una correcta modelación de la topografía de la cuenca y de los procesos hidrológicos - hidráulicos. A continuación se realiza una revisión de la manera de modelar físicamente los procesos hidrológicos. La modelación topográfica está íntimamente ligada a los Sistemas de Información Geográfica, de modo que se hace una revisión de ésta en el capítulo 5.

2.2.1 PROCESOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Los procesos hidrológicos presentes en una ladera están divididos según la ocurrencia o no (periodos recesivos) de un evento de lluvia (**Figura 2.2**). Estos son: la precipitación, la interceptación, transpiración, evaporación (a veces considerados de manera conjunta como evapotranspiración), almacenamiento, percolación (infiltración) y flujos superficial y sub-superficial (Beven, 2001).

Durante un evento de lluvia (**Figura 2.2**, arriba), parte de la precipitación puede ser interceptada por la vegetación o caer directamente al suelo. La lluvia interceptada retorna a la atmósfera mediante la evaporación y del resto una parte escurre superficialmente y lo demás se infiltra. Es importante tener en cuenta que la precipitación varía espacialmente y temporalmente, por lo que la respuesta de la cuenca puede ser muy diversa según el punto y el tiempo analizado. La respuesta hidrológica se manifiesta considerablemente en el canal y áreas cercanas (denominadas áreas riparias), por lo que esta área (que representa solo 1-3% del área total) contribuye significativamente en el proceso de escorrentía.

La infiltración se inicia una vez que el agua toca la superficie del suelo, excepto en las áreas impermeables en donde la escorrentía se inicia casi inmediatamente. La tasa y cantidad de infiltración está limitada por la cantidad precipitada y la capacidad de infiltración del suelo. Si la capacidad de infiltración es excedida, se genera escorrentía superficial por exceso de precipitación. Como los suelos normalmente son localmente heterogéneos en cuanto a sus características, la capacidad de infiltración y el flujo superficial pueden variar considerablemente de un sitio a otro. En muchos sitios, particularmente en superficies cubiertas con vegetación, la precipitación rara vez excede la capacidad de infiltración antes que el suelo se sature. Pero si la supera, la escorrentía se iniciará en aquellas zonas en las que la permeabilidad es más baja, o donde los contenidos iniciales de agua sean mayores. Por esta razón los suelos desnudos son más vulnerables a este tipo de escorrentía.

La escorrentía superficial también se puede presentar por exceso de saturación, y ocurre primero donde el déficit de humedad es menor. Es decir, en las zonas más bajas de los valles, donde confluyen flujos y donde las capas de suelo son muy delgadas (ya que la capacidad de almacenamiento es limitada) o en zonas de baja permeabilidad y/o baja pendiente porque tienden a permanecer húmedas durante los periodos recesivos. El área de suelo saturado se expande con la humedad durante los eventos de lluvia y se reduce durante los periodos recesivos (este área se denomina *área contribuyente dinámica*). En dicha área, la escorrentía superficial se debe a la precipitación y también a los procesos de reflujos del agua sub-superficial, de modo que la escorrentía superficial se puede seguir presentando aunque cese la lluvia. Cuando el flujo superficial es generado por cualquiera de los mecanismos mencionados, el flujo tiende a fluir siguiendo pequeños surcos y regueros antes de fluir en forma laminar por toda la superficie. Este mismo concepto se puede aplicar a aquellas áreas donde la respuesta hidrológica es controlada por el flujo sub-superficial (cuencas con altas capacidades de infiltración y suelos razonablemente profundos).

Por otra parte, en los períodos recesivos son importantes los procesos de almacenamiento y evapotranspiración (**Figura 2.2**, abajo). El agua almacenada en el suelo y las rocas irá decreciendo gradualmente, mientras que el nivel freático (si está presente) se hará más profundo. El almacenamiento se irá concentrando en las “zonas riparias” debido básicamente al flujo aguas abajo, a flujos de retorno desde capas de suelo más profundas y/o

a que el suelo tiende a ser más profundo en el fondo del valle (Beven, 2001). La evapotranspiración, por su parte influirá en mayor o menor medida en el almacenamiento, dependiendo del régimen climático, del tipo de vegetación y de la profundidad de las raíces. La evapotranspiración y los procesos de drenaje determinan las *condiciones de humedad precedente* a un evento de lluvia, las que a su vez son importantes porque determinan la respuesta de la cuenca a la precipitación.

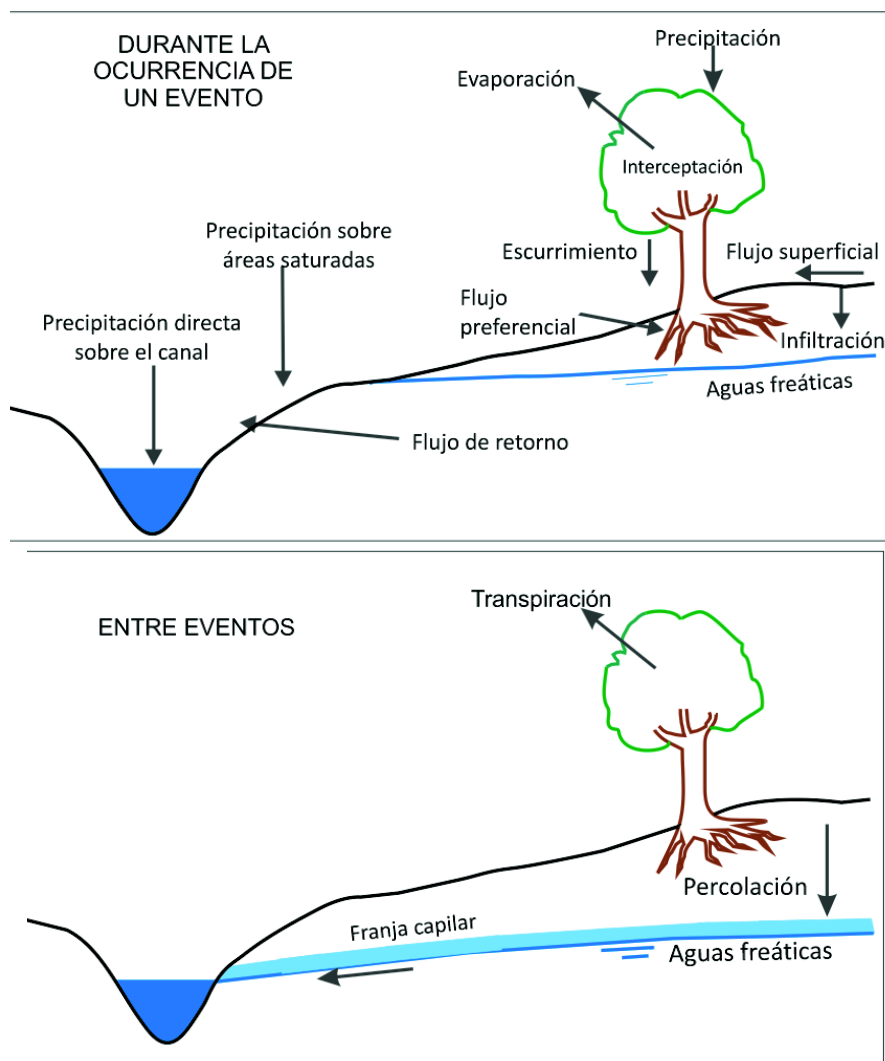


Figura 2.2. Una representación de los procesos involucrados en un modelo perceptual de la hidrología en una ladera. **Arriba)** Durante la ocurrencia de un evento **Abajo)** entre eventos.

Fuente: Adaptado de Beven (2001)

Adicionalmente, el modelo debe incluir la respuesta de la ladera a los procesos antes explicados. La respuesta hidrológica de la ladera puede ser representada por diferentes modelos de acuerdo a las teorías adoptadas para tal fin, y en general se reconocen cuatro como los fundamentos de todos los modelos hidrológicos actuales: **a)** Modelo Hortoniano o de flujo superficial, **b)** modelo de área parcial, **c)** modelo de flujo subsuperficial y **d)** modelo de Dunne:

a) *Modelo Hortoniano*: formula que la escorrentía superficial es generada por un exceso de infiltración sobre toda la ladera (Horton, 1933) (**Figura 2.3a**). Este es uno de los modelos más ampliamente utilizados.

b) *Modelo de área parcial* de Betson (1964) (**Figura 2.3b**): es una generalización del *modelo Hortoniano*, ya que indica que para un evento es más usual que sólo parte de la cuenca presente flujo superficial por exceso de infiltración. En este caso, las capacidades de infiltración tienden a decrecer al incrementarse la humedad del suelo generándose zonas más húmedas en las partes más bajas de la ladera, lo que hace que la escorrentía superficial se genere cerca de los canales y se extienda luego hacia arriba.

c) *Modelo de flujo subsuperficial*: indica que pueden existir flujos superficiales restringidos al canal debido a flujos sub-superficiales dominantes (**Figura 2.3d**) (Hursh y Brater, 1941).

d) *Modelo de Dunne*: expone otro tipo de respuesta de área parcial, para aquellos suelos con capacidades de infiltración muy altas. En este tipo de suelos, el modelo Hortoniano no aplica y la escorrentía superficial se genera por excesos de saturación. El flujo superficial producido por este mecanismo es muy pequeño, tardío y poco sensible a las fluctuaciones en las intensidades de precipitación (Dunne y Black, 1970) (**Figura 2.3c**).

Estas cuatro conceptualizaciones son subconjuntos del modelo general presentado por Beven. En resumen, los excesos de infiltración, excesos de saturación o respuestas netamente sub-superficiales pueden ocurrir en la misma cuenca en diferentes tiempos o diferentes lugares debido a las diferentes condiciones antecedentes, las características del suelo o las intensidades de precipitación. Adicionalmente, dentro del suelo se puede presentar también

exceso de infiltración si existen cambios bruscos de permeabilidad asociados por ejemplo con estratos de suelos, lo que puede generar cuñas de saturación como se observa en la **Figura 2.3e**.

Un modelo completo de una ladera deberá incluir todos los procesos antes mencionados, pero las condiciones particulares de un área, así como las limitaciones de información permiten realizar ciertas simplificaciones. Es así como en cuencas pequeñas con grandes áreas impermeables y/o poca cantidad de vegetación, los procesos de Interceptación y Evapotranspiración pueden ser omitidos, ya que representan un porcentaje muy bajo de las pérdidas totales, mientras que la Infiltración y Percolación representan casi la totalidad de las pérdidas.

En climas áridos o con bajas humedades, poca vegetación e intervención humana, los flujos hortonianos dominan los hidrogramas mientras que los flujos subsuperficiales son menos importantes ya que normalmente la capacidad de infiltración de los suelos es rápidamente excedida por precipitaciones intensas y cortas. Por otra parte en climas húmedos con vegetación densa, el flujo de escorrentía se producirá por diferentes mecanismos dependiendo de las características topográficas y de los suelos. Si la topografía se caracteriza por laderas con bajas pendientes, valles amplios y suelos con permeabilidades variables (altas a bajas), el flujo de escorrentía se producirá principalmente por la precipitación directa y el flujo de retorno y los flujos subsuperficiales siguen siendo poco o nada importantes. Por el contrario, si la topografía es abrupta y escarpada, los suelos son muy permeables y valles estrechos, el flujo de escorrentía se generará principalmente por los flujos subsuperficiales, pero los picos estarán dominados por la precipitación y el flujo de retorno (Beven, 2001).

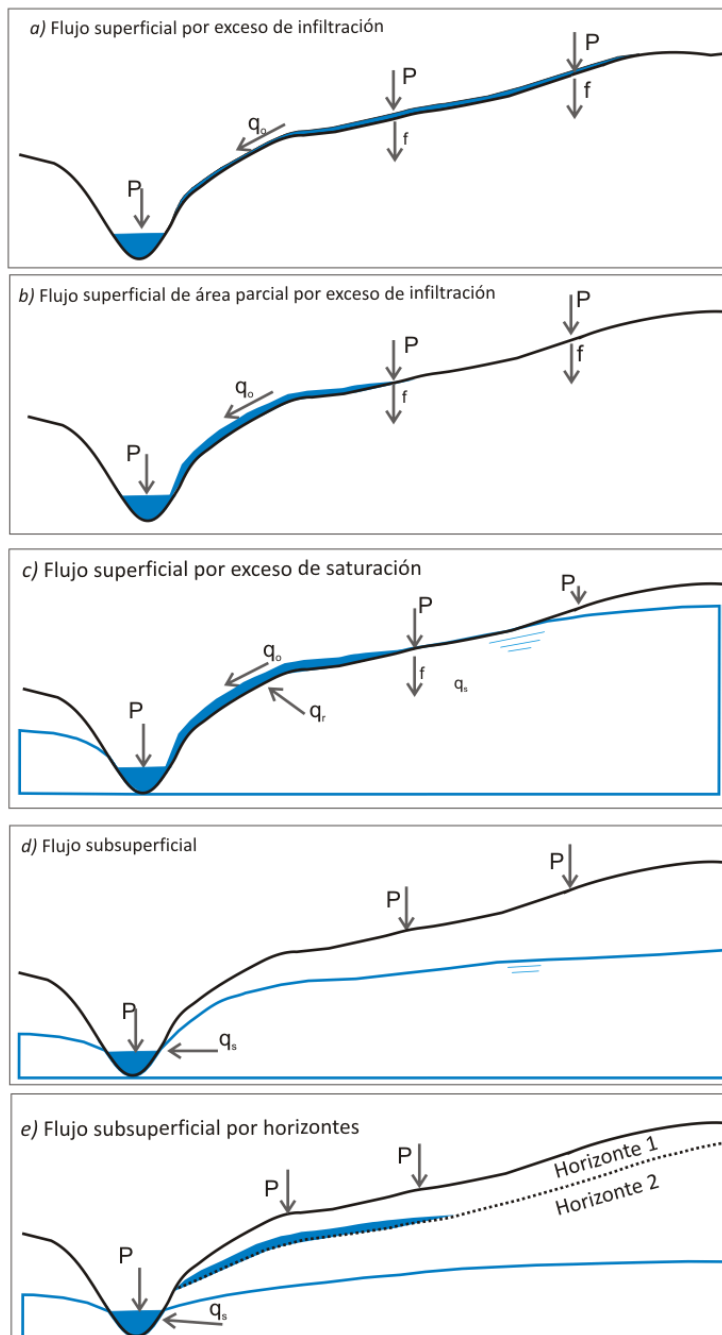


Figura 2.3. Clasificación de los mecanismos de respuesta a un evento de precipitación en una ladera. a) flujo Hortoniano o por exceso de infiltración, b) Modelo de área parcial de Betson, c) Modelo de flujo superficial por exceso de saturación de Dunne, d) Modelo de flujo subsuperficial dominante de Hursh y Brater, y e) modelo de flujo por saturación debido a cuñas de Weyman.

Fuente: Beven (2001)

Una vez definidos los procesos, se deben determinar las formulaciones matemáticas que se pueden emplear para modelarlos. A continuación se realiza una descripción del Estado del Arte de los fundamentos físico-matemáticos para cada uno de los procesos que se han de modelar.

2.2.1.1 Análisis de precipitación

Para realizar la modelación hidrológica se requiere conocer la cantidad de lluvia precipitada (la que debe estar asociada a una tormenta de frecuencia y duración determinada), y además es necesario conocer la distribución temporal de la precipitación durante el transcurso del evento, o Hietograma.

La distribución temporal de la precipitación depende de los procesos que se desean modelar. Cuando se requiere modelar procesos erosivos locales en cuencas de pequeña superficie, se requiere una alta resolución de la escala temporal por lo cual se adopta el enfoque general de realizar la evaluación de los eventos detonantes de los procesos erosivos, es decir modelación por eventos. En este tipo de modelación en hidrología urbana, el intervalo de tiempo de análisis es mucho más corto que en cuencas fluviales, utilizando como norma general intervalos de 5 a 10 minutos o incluso menores según el tamaño de la cuenca (Gómez Valentín, 2006). Alternativamente, se utilizan resoluciones temporales mucho mayores cuando se desea evaluar tendencias globales en el tiempo debidas a los cambios en la precipitación, usos del suelo o gestión del paisaje. Este tipo de análisis no considera las contribuciones de manera separada y por tanto no se pueden determinar las contribuciones durante cada evento. Este último tipo de análisis no es usual en cuencas urbanas.

Por otra parte, es importante definir la distribución espacial de la precipitación para lo cual se debe definir la ubicación de las estaciones pluviométricas a utilizar en la modelación hidrológica. En el caso de cuencas pequeñas como las urbanas, cuando se dispone de una sola estación se puede asumir distribución espacial uniforme sin mayores problemas.

Para realizar el análisis de sucesos de lluvias aislados, se puede recurrir a tres tipos de información pluviométrica (Gómez Valentín, 2006):

- Lluvias históricas registradas y que produjeron consecuencias importantes como inundaciones en la cuenca, o que están en la memoria histórica de la población.

- Series temporales de lluvias, registradas en observatorios dentro de la zona de estudio, o incluso series sintéticas generadas a partir de métodos estadísticos. Con estos datos se puede aplicar un modelo de transformación lluvia – escorrentía para obtener los hidrogramas de caudal, una vez determinadas las pérdidas y asignando según los resultados de cálculo hidráulico una frecuencia de ocurrencia del suceso de lluvia.
- Lluvias de proyecto, obtenidas a partir de información globalizada en forma de curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF). Se puede definir la lluvia de proyecto como una lluvia tipo o lluvia sintética que se puede asociar a un periodo de retorno asumiendo la hipótesis de que el caudal de escorrentía calculado de esta manera tendrá el mismo periodo de retorno.

Determinación de la lluvia de proyecto

Para determinar la lluvia de proyecto a partir de una curva IDF, se tienen varias metodologías entre las que se pueden mencionar: lluvia constante o en bloque, tormenta triangular, tormenta tipo Sifalda, etc. (Gómez Valentín, 2006). Sin embargo, para el nivel de detalle que se requiere en una cuenca urbana (preferiblemente análisis no permanentes) y en condiciones climáticas de tipo mediterráneo, se recomienda utilizar el método de los bloques alternados o patrones de precipitación obtenidos especialmente para el área de estudio.

Método de los bloques alternados

Este método es más sofisticado que los otros mencionados y se utiliza en los estudios donde se realice un análisis de flujo no permanente, ya que se requiere el conocimiento estricto de la distribución temporal de la precipitación. Este método parte de la curva IDF (Intensidad Duración Frecuencia), a partir de la cual se selecciona el periodo de retorno de diseño y se obtiene la respectiva lluvia máxima; luego se calcula la intensidad a intervalos regulares Δt , hasta llegar a la duración de la lluvia; después se calcula la cantidad precipitada correspondiente a cada intervalo y se reordenan los bloques de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y la izquierda del bloque central (Nanía y Gómez Valentín, 2004).

Hietogramas basados en patrones de precipitación

Otra manera de obtener los hietogramas es a partir del análisis de eventos de tormenta observados. Por ejemplo Huff (1967), desarrolló relaciones de distribución temporal para tormentas fuertes en el estado de Illinois, E.E.U.U. Adicionalmente en EE.UU el Soil Conservation Service (SCS), desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas con duraciones de 6 y 24 horas (Nanía y Gómez Valentín, 2004). En la **Figura 2.4** pueden verse la distribución temporal de 4 tipos de lluvias, para diferentes zonas de EE.UU. La aplicación de los patrones de lluvia debe realizarse con todas la precauciones necesarias, y sólo si tiene cierta seguridad de que el comportamiento climatológico modelado es similar en la zona de estudio.

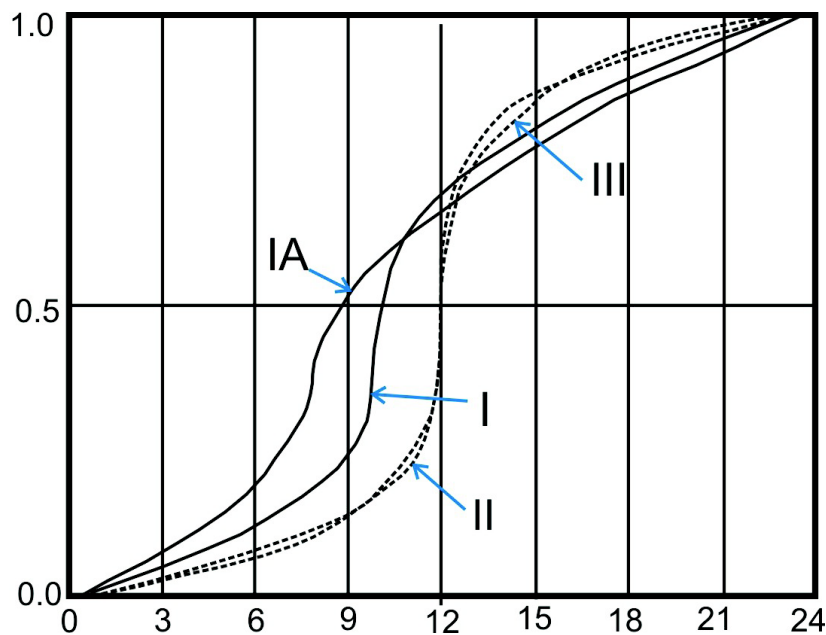


Figura 2.4. Distribución temporal de los hietogramas de 24 horas de duración del SCS.

Fuente: (USDA, 2011)

2.2.1.2 Pérdidas de precipitación

Las pérdidas son aquellas abstracciones de la precipitación que no contribuyen al flujo de escorrentía. El volumen de escorrentía será el volumen precipitado menos el volumen de abstracciones. A continuación se explican brevemente cada una de las abstracciones que intervienen en el balance hídrico (Interceptación, Evapotranspiración, almacenamiento

superficial), haciendo énfasis en la infiltración ya que en cuencas urbanas puede representar el 90% del total de las abstracciones.

Interceptación

Es el volumen de agua retenido por la vegetación, que luego se puede transformar en evaporación. La cantidad interceptada dependerá del tipo, densidad y estado de crecimiento de la vegetación presente en el área, además de la intensidad de precipitación y la velocidad del viento.

Las pérdidas por interceptación varían considerablemente dependiendo de las condiciones meteorológicas y de cobertura de cada sitio, por ejemplo pueden llegar a ser del orden del 60% en bosques de *Picea Sitchensis* y *Picea Abies* en Gran Bretaña (Forgeard et al., 1980), y en general representan un valor significativo en áreas boscosas. Por tal motivo existen modelos de base física bastante detallados.

En 1919 Horton introdujo el concepto de Capacidad de Almacenamiento de la cubierta vegetal, **S**. Durante un evento de precipitación, el agua es retenida en la superficie de las hojas y ramas por la tensión superficial hasta que se iguala a la fuerza gravitatoria. En dicho momento se alcanza la capacidad máxima de almacenamiento, **S**, y a partir de allí comienza el Drenaje a través de la cubierta, **D**. Pero la modelación del proceso alcanza verdadera significancia con los trabajos de Rutter et al. (1971, 1975) y Gash (1979), cuyos modelos se han mantenido casi iguales hasta la actualidad y son los más utilizados en la modelación de la interceptación (Belmonte Serrato y Romero Díaz, 1999).

Rutter et al., (1971, 1975) propusieron el primer modelo de interceptación para bosques, realizando un balance hídrico en la cubierta vegetal (ver **Figura 2.5**) en el que el contenido de humedad de la cubierta va cambiando en función de los flujos de lluvia, drenaje y evaporación desde la cubierta. Sin embargo, el modelo presenta el problema práctico de que requiere gran cantidad de datos (Belmonte Serrato y Romero Díaz, 1999).

Por tal motivo Gash (1979) propuso un modelo más simple basado en eventos de lluvia, pero manteniendo los conceptos físicos fundamentales del modelo de Rutter. Este modelo requiere menor cantidad de datos meteorológicos y ha sido aplicado con éxito en una amplia variedad de condiciones (Belmonte Serrato y Romero Díaz, 1999). Gash parte de la ecuación de Horton, utilizando el concepto de almacenamiento en la cubierta, obteniendo un modelo que

puede ser utilizado para eventos de lluvia aislados (con lo que se puede despreciar la evapotranspiración). El modelo e describe a continuación.

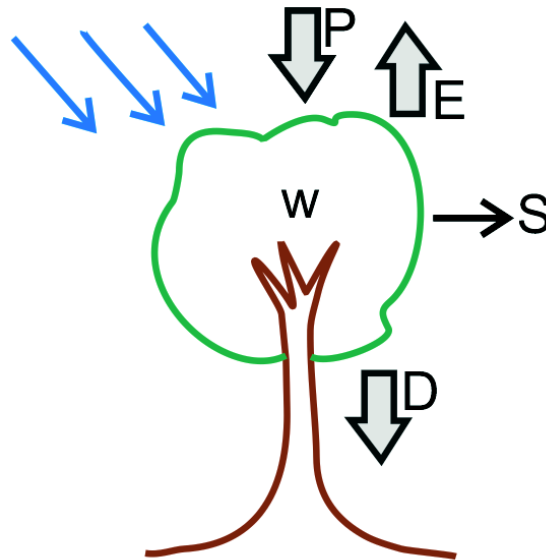


Figura 2.5. Balance de Agua en la cubierta
Fuente: elaboración propia

El cambio en la humedad en la cobertura, w , para cualquier periodo de tiempo, se estima como la diferencia entre la interceptación y la evaporación.

$$\frac{dw}{dt} = I - E \quad 2.1$$

Las pérdidas por interceptación son estimadas como:

$$I = P - Tr \quad 2.2$$

Donde I es la interceptación (mm), E es la cantidad de agua Evaporada desde la cubierta (mm), P la Precipitación bruta (mm) y Tr es la cantidad de agua que drena desde la cubierta (mm) también denominada trascolación. A su vez Tr se define como:

$$Tr = pP + D \quad 2.3$$

Donde p es la proporción de lluvia que atraviesa libremente la cubierta y D el drenaje directo. De modo que reemplazando la Ecuación 2.3 en la 2.2 y realizando el balance de agua en la cubierta vegetal para cualquier periodo de tiempo, se obtiene:

$$\frac{dw}{dt} = I - E = ((1 - p)P - D) - E \quad 2.4$$

Donde dw/dt es el cambio en la humedad en la cobertura en un instante de tiempo t . El cambio más importante propuesto por Gash es la definición de fases durante la ocurrencia de un evento (ver **Figura 2.5**) (Belmonte Serrato y Romero Díaz, 1999):

- La primera, de humedecimiento de la cubierta vegetal, que comienza con el inicio de la lluvia y termina cuando la cubierta alcanza la saturación, es decir, la cantidad de agua que retiene iguala a su capacidad de almacenamiento (S).
- La segunda, llamada fase de saturación, durante la cual el contenido de agua de la cubierta vegetal se mantiene en su valor máximo S hasta que la lluvia cesa. Esta fase no tiene lugar cuando la lluvia no es de intensidad y/o duración suficiente como para saturar la cubierta vegetal.
- Y una última fase de secado que comienza cuando la lluvia cesa y termina cuando la cubierta se seca completamente debido a la evaporación.

Teniendo en cuenta lo anterior, para precipitaciones de corta duración, Gash (1979) propone despreciar la Evapotranspiración ya que el agua retenida en las primeras etapas sólo se evapora mucho después, y considera $p = 0$ es decir que sólo considera el drenaje directo D ya que se toman tiempos cortos. De modo, que el balance queda:

$$\frac{dw}{dt} = I = P - D \quad 2.5$$

La cantidad de agua acumulada en la cubierta vegetal en un intervalo de tiempo determinado, w , (m^3/m^2), se calcula como:

$$w = \begin{cases} P, & P < (S - \sum w) \\ 0, & P \geq (S - \sum w) \end{cases} \quad 2.6$$

Por otra parte, el modelo considera la distribución espacial de la cobertura en cada elemento, ya que posteriores revisiones demostraron que al aplicar el modelo directamente sobre la totalidad del área se sobreestimaban las pérdidas por precipitación. De esta manera, la Interceptación y el Drenaje son estimados por unidades de área para lo cual se utiliza el factor de cobertura vegetal, f_v , como se observa en la **Figura 2.6**.

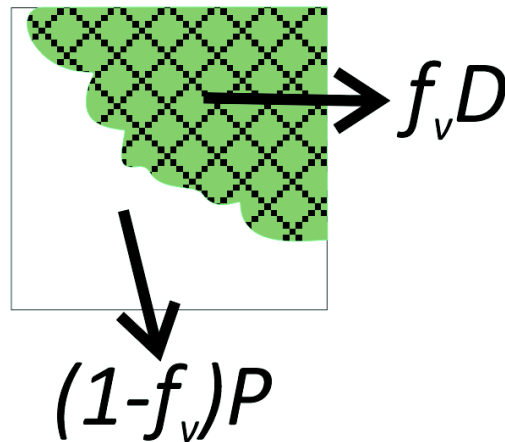


Figura 2.6. Precipitación Interceptada neta por unidad de suelo
 Fuente: elaboración propia

$$I_{area} = (P - D) \cdot f_v \quad 2.7$$

Finalmente, la precipitación después de interceptación, P_I , se calcula como la diferencia entre la precipitación bruta y la interceptación:

$$P_I = P - I_{area} = (1 - f_v) \cdot P + D \cdot f_v \quad 2.8$$

La porción que cae directamente al suelo D , se puede calcular como:

$$D = P - w \quad 2.9$$

De manera que la Precipitación después de interceptación queda expresada como:

$$P_I = (1 - f_v) \cdot P + (P - w) \cdot f_v \quad 2.10$$

Obtención de los valores de Capacidad Máxima (S) y factor de cobertura (f_v)

La Capacidad Máxima de almacenamiento, S , es la cantidad de agua que puede retener la vegetación por unidad de superficie de vegetación (m^3/m^2). De acuerdo a Díaz Gutiérrez (2007), los métodos existentes para su obtención se pueden clasificar en tres tipos:

- a) Valores existentes en la bibliografía: consiste en obtener el valor de S a partir de referencias bibliográficas. Sin embargo, el problema es que los valores de S obtenidos por diferentes autores son muy distintos para un mismo tipo de vegetación, y además que son valores para un solo tipo de vegetación y no para cubiertas heterogéneas que es lo que se suele encontrar en las cuencas. Aun así es el método más aplicado porque facilita la obtención de un valor para grandes extensiones.

- b) Método de regresión: consiste en “estimar el valor de S a partir de medidas de precipitación incidente y precipitación neta para eventos individuales de lluvia de intensidad suficiente para saturar completamente la cubierta vegetal. El método fue propuesto por Leyton et al. (1967) y es muy usado en los estudios de interceptación” (Díaz Gutiérrez, 2007).
- c) Método directo: consiste en realizar experimentos en laboratorio con una especie concreta, humedeciéndola de forma artificial (mediante aspersores u otros medios) y midiendo su peso a lo largo del experimento.

La capacidad máxima de almacenamiento S , depende de la superficie foliar que tenga la misma y de la estructura de la cubierta (tamaño y disposición de las hojas) y adicionalmente las especies vegetales caducifolias sufren variaciones importantes a lo largo del año. Sin embargo se suelen tomar valores medios constantes. En la literatura se encuentra gran cantidad de información sobre la clasificación de la cobertura vegetal y capacidad de almacenamiento y factor de cobertura utilizado. A nivel gubernamental cabe destacar los estudios satelitales realizados en Estados Unidos por la USEPA y la NASA, que han dado como resultados clasificaciones cada vez más detalladas de la cobertura vegetal y la asignación de propiedades, como las tablas NALC (North American Landscape Characterization), mrlc_1992, mrlc_2001 (desarrolladas por el consorcio Multiresolution Land Characteristics -MRLC) (ver tabla en el Anexo 1).

Otros modelos

Aunque existen otros modelos, el desarrollado por Rutter y la aproximación de Gash son los más utilizados. Los modelos que consideran el proceso de Evapotranspiración debido a que realizan simulación por eventos y continua, utilizan este tipo de modelos, por ejemplo en el modelo **SHETRAN (SHE/SHESED)**, aunque otros utilizan una simplificación del mismo despreciando la parte de la precipitación que es evapotranspirada, reduciendo la precipitación en cada incremento de tiempo por $I/\Delta t$, o haciendo $P=0$ en el caso de que la profundidad de Interceptación sea mayor que la precipitación, como se aplica en **KINEROS2** y **CASC2D-SED**. Merriam (1960), propuso otro modelo, que es utilizado en **LISEM** y establece una relación exponencial entre el agua almacenada en cada intervalo de tiempo y la precipitación bruta

acumulada. Además en **LISEM**, se estima la Capacidad de Almacenamiento por medio de la formulación de **S** presentada por Von Hoyningen-Huene (1981), citado por De Roo et al., (1996). Un resumen de estos modelos se presenta a continuación.

SHETRAN: Modelo completo de Rutter et al. (1971,1975)

$$\frac{dw}{dt} = Q - ke^{b(w-S)} \quad 2.11$$

Donde

$$Q = \begin{cases} pp'P - pp'E_p \frac{w}{S}, & w < S \\ pp'P - pp'E_p, & w \geq S \end{cases} \quad 2.12$$

Y

$$pp' = \begin{cases} pp', & p' \leq 1 \\ p, & p' > 1 \end{cases} \quad 2.13$$

Donde **w** es la cantidad de agua almacenada en la cubierta (m^3/m^2), **S** es la Capacidad Máxima de Almacenamiento de la cubierta (m^3/m^2), **P** es la tasa de precipitación (m/s), **p** es la proporción de suelo cubierta por vegetación, **pp'** relación entre el área total de hojas al área de cobertura de vegetación, **E_p** tasa de evapotranspiración potencial, **k** y **b** son parámetros de drenaje y **t** el tiempo (School of Civil Engineering and Geosciences. Newcastle University, 1995).

• **CASC2D-SED, KINEROS2** y **EUROSEM**: Modelo simplificado de Rutter (1971,1975)

No considera la Evapotranspiración y estima la Interceptación de manera directa.

$$w = \begin{cases} P, & S \geq P \\ S, & S < P \end{cases} \quad 2.14$$

Considerando el factor de cobertura **f_v** así:

$$P_n = (1 - f_v)P \quad 2.15$$

• **LISEM**: Modelo de Merriam (1960) combinado con el modelo de Von Hoyningen-Huene (1981) para estimar la Capacidad de Almacenamiento.

$$w = S \cdot \left[1 - e^{-(1-p)\frac{P}{S}} \right] \quad 2.16$$

Y

$$S = 0.935 + 0.498 \cdot LAI - 0.0075 \cdot LAI^2 \quad 2.17$$

Donde w es la cantidad de agua interceptada acumulada, P la precipitación acumulada (m), S la Capacidad Máxima de almacenamiento y p un factor de corrección igual a $1 - 0.046LAI$ donde LAI es el Índice de Área de Hojas (Leaf Area Index) (De Roo et al., 1996).

Evapotranspiración

Es la combinación de los procesos de evaporación ocurridos en la superficie del suelo y de las plantas y de transpiración ocurridos en las hojas, y se suele representar como ET. Sobre una base anual, la ET generalmente representa un gran porcentaje de las pérdidas sobre todo en climas áridos (90% o más en climas áridos y 40 -70% en climas húmedos). Y por el contrario en el caso de tormentas individuales la ET, normalmente representa un porcentaje mínimo por lo que normalmente no se incluye en este tipo de estimaciones (Haan et al., 1994).

Almacenamiento Superficial

Corresponde al volumen de agua que acumula en las depresiones superficiales, antes de que se inicie el proceso de escorrentía. Se puede convertir en infiltración, o en evaporación si la depresión es impermeable. Existen muy pocos estudios sobre los volúmenes que se pierden por este concepto, pero en cuencas con menores pendientes el almacenamiento es más representativo. Linsley et al. (1988), proponen la siguiente fórmula para estimar el almacenamiento superficial V_s (mm):

$$V_s = S_d \left[1 - \exp\left(-\frac{P}{S_d}\right) \right] \quad 2.18$$

Donde S_d es la capacidad de almacenamiento de la cuenca (mm), que para la mayoría de cuencas toma valores entre 10 – 50 mm y P la precipitación acumulada (mm).

Infiltración

El movimiento de agua en el suelo generalmente se conceptualiza en tres etapas: Infiltración, redistribución y drenaje o percolación profunda como se observa en la **Figura 2.7** (Ravi y Williams, 1998). Según esto la Infiltración se define como el proceso inicial de entrada del agua desde la superficie al interior del suelo.

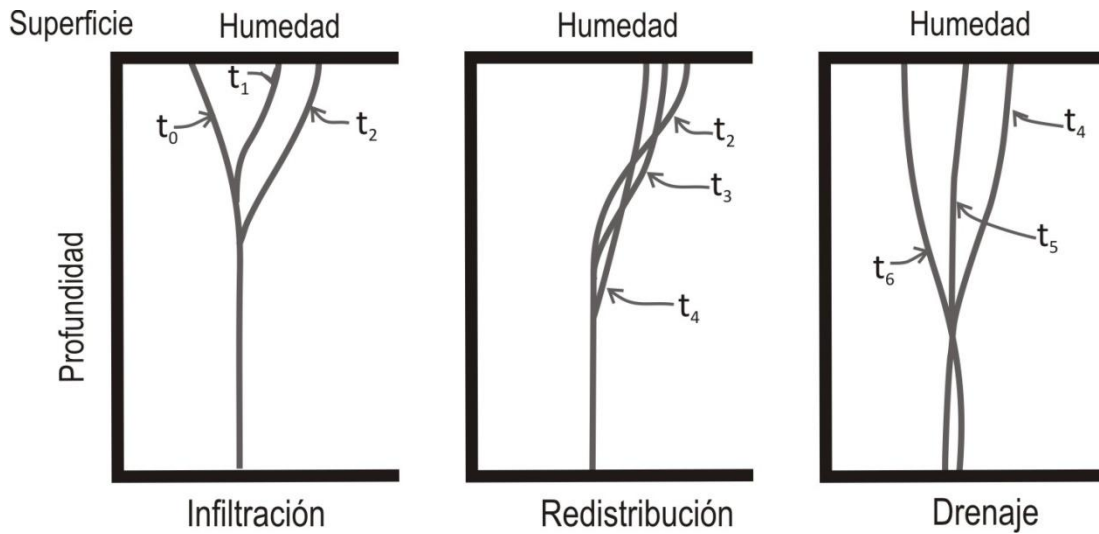


Figura 2.7. Conceptualización de los perfiles de agua en el suelo durante la Infiltración, Redistribución y Drenaje (percolación profunda).

Fuente: Ravi y Williams(1998)

El movimiento de agua en un medio poroso no saturado dependerá del gradiente hidráulico y de la capacidad del suelo de permear agua (Conductividad Hidráulica, K), y dicho movimiento fue inicialmente representado por la Ley de Darcy:

$$q = -K \frac{\partial H}{\partial z} \quad 2.19$$

Donde q es el flujo (m^2/s), H es la cabeza hidráulica en términos de profundidad equivalente de agua (m), y z es la distancia vertical (m). La cabeza hidráulica, H , depende del potencial de succión o capilaridad, ψ , más el potencial gravitacional, z , $H = \psi + z$. En medios porosos no saturados, el potencial de succión y la Conductividad Hidráulica dependen del contenido volumétrico de agua en el suelo, θ , de modo que la Ecuación 2.19, se puede reescribir de la siguiente manera:

$$q = -K \frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} = -\left(K(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right) = -\left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right) \quad 2.20$$

Donde $D(\theta)$ es la difusividad del suelo definida como

$$D(\theta) \equiv K(\theta) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad 2.21$$

Aunque la ecuación de Darcy ha sido ampliamente utilizada para modelar el movimiento del agua a través del suelo, sólo resulta apropiada para flujo permanente en medios porosos no saturados, lo que es muy poco común que suceda en la realidad (Smith y Warrick, 2007). Por tal motivo, para modelar la dinámica de los flujos en medios porosos en 1931, Richards

obtiene otras ecuaciones de flujo (denominadas ecuaciones de Richards), combinando la Ecuación 2.21 con una expresión de balance de masa:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q} + e \quad 2.22$$

Donde \mathbf{q} es el flujo, $-\nabla \cdot$ representa el operador de divergencia y e es un término que representa pérdidas o ganancias adicionales como por ejemplo por efecto de las raíces del suelo. Si sólo se considera flujo vertical en la dirección z la ecuación anterior queda:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} + e \quad 2.23$$

Al combinar la Ecuación 2.21 y la Ecuación 2.23, se obtiene la forma más común de la ecuación de Richards para flujo unidimensional:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] + \frac{\partial K}{\partial z} + e \quad 2.24$$

La Ecuación 2.24 es denominada la ecuación de Fokker-Planck y está basada en las siguientes suposiciones: *a)* solamente se considera flujo vertical, *b)* el nivel de aguas freáticas está muy profundo y los cambios en la presión del aire bajo la infiltración son insignificantes y *c)* la saturación se incrementa de manera monótona con el tiempo.

Dinámica del flujo en los suelos y su relación con la Infiltración

Para determinar la *Infiltración* en un suelo, existen algunas características que controlan el proceso y por lo tanto es importante su total comprensión. La tasa de infiltración vertical o la tasa a la cual el agua entra a través de la superficie del suelo es denominada tasa de infiltración, f . Si las condiciones de encharcamiento se mantuvieran en la superficie, f , decrecería con el tiempo debido a la disminución en el gradiente hidráulico en el suelo, hasta alcanzar un valor constante f_z como se observa en la **Figura 2.8**. Esta tasa en suelos homogéneos se considera igual a la Conductividad Hidráulica Saturada, K_s .

El valor límite de f , bajo condiciones de encharcamiento en la superficie y $\psi = 0$, es comúnmente llamado *Capacidad de Infiltración*, f_c , y más recientemente debido a Hillel (1971) *Infiltrabilidad* (será el término empleado a partir de ahora). La mayoría de modelos determinan la *Infiltrabilidad* en lugar de la tasa de infiltración. La diferencia se observa en el **Figura 2.8**. Si la tasa de precipitación es $r(t)$, al principio de un evento la *tasa de infiltración*, f , será igual a la tasa de precipitación si esta es menor a la *infiltrabilidad*, f_c , ya que el suelo no puede absorber más cantidad de lo que cae. Si $r(t)$ es mayor que la permeabilidad del suelo o

K_s , la infiltrabilidad disminuirá hasta ser menor que $r(t)$ y la tasa de infiltración estará gobernada por el perfil del suelo, encharcando la superficie del terreno (Smith y Warrick, 2007).

La Infiltración acumulada $I = I(t)$, es la cantidad total de agua infiltrada en un instante t , desde el inicio de la precipitación, y puede ser expresada como:

$$I = \int f(t)dt \quad 2.25$$

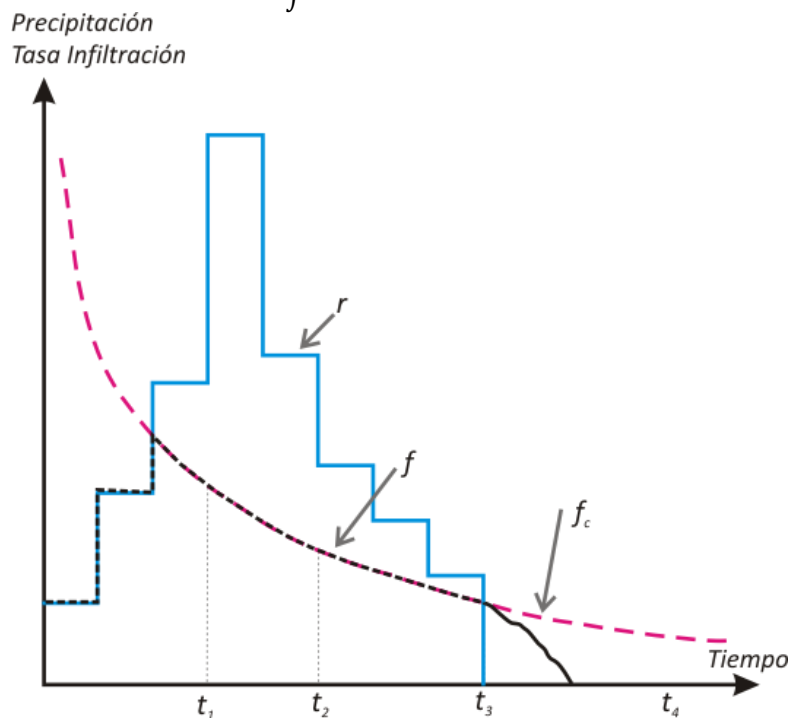


Figura 2.8. Función de infiltrabilidad y tasa de infiltración
Fuente: Adaptado de Chow et al., 1994

A partir de estas ecuaciones (las dos ecuaciones de movimiento de flujo: permanente o Ley de Darcy y no permanente o Ecuación de Richards, combinadas con la Ecuación 2.25) se han desarrollado una gran cantidad de modelos de base física para la modelación de la Infiltración. Un compendio de los diferentes modelos se encuentra en Ravi y Williams (1998). Dentro del primer grupo se encuentran modelos como el de Bouwer (1969), Mein y Larson (1973), Swartzendruber (1974); James y Larson (1976), Smith y Parlange (1978), Philip (1992, 1993), entre otros citados en Ravi y Williams (1998).

Dentro del segundo grupo, en el trabajo de Ravi y Williams (1998), se listan 33 trabajos realizados por diferentes autores para encontrar soluciones a las Ecuaciones de Richards.

Existen estudios que evalúan el comportamiento de los diferentes modelos, pero aun así no queda claro cuál sería el modelo más apropiado para unas condiciones determinadas (Mishra et al., 2003).

El modelo de Green y Ampt (GA) fue el primer modelo de base física que describía la infiltración del agua dentro del suelo y ha sido objeto de numerosos desarrollos en hidrología debido a su simplicidad y comportamiento relativamente satisfactorio para una gran variedad de problemas. Los modelos basados en la ecuación de Richards para la mayoría de los problemas resultan demasiado sofisticados, siendo poco prácticos y eficientes ya que al considerar el perfil completo de las condiciones de humedad en el suelo, se requieren demasiados parámetros. Por lo tanto el modelo de Green-Ampt y sus posteriores desarrollos han sido los más utilizados en los modelos hidrológicos (Ravi y Williams, 1998).

En cualquier caso dado que el modelo objeto de este estudio busca ser un modelo de base física, se revisarán además de los modelos de Green-Ampt y Smith-Parlange, para flujo superficial, el modelo de Horton y por último se estudia el modelo del Número de Curva que aunque es empírico ha sido ampliamente utilizado.

Modelos de base física tipo Green-Ampt

Este tipo de ecuaciones describen la infiltración utilizando la Ley de Darcy y una expresión de balance de masa en la superficie del suelo, con simplificaciones apropiadas de las características hidráulicas del terreno. La ecuación más conocida y la primera de este tipo es la Ecuación de Green y Ampt (1911) quienes derivaron la ecuación a partir de un modelo conceptual mucho más sencillo que la ecuación de Richards, y originalmente solo consideraba condiciones de frontera agua arriba totalmente encharcada. Sin embargo posteriormente fue demostrado como se indica en Smith et al., (2002), que dichas ecuaciones pueden ser derivadas también a partir de la ecuación de Richards asumiendo la función de Difusividad del suelo, $D(\theta)$, como una función escalón constante dentro de la zona húmeda como se observa en el **Figura 2.9**.

La ecuación de Infiltrabilidad derivada por Green y Ampt implica la suposición de que $K(\psi)$ es una función escalón, ya que K salta desde un valor despreciable (denominado K_i en Smith et al., (2002)) hasta su valor máximo para algún valor de ψ (o θ), a medida que el suelo

se satura. Este comportamiento es más parecido al que muestran perfiles uniformes de arena o limo (Smith y Goodrich, 2005). A continuación se presentan las expresiones derivadas originalmente por Green-Ampt para la Infiltrabilidad y para la Infiltración acumulada:

$$f_c(t) = K_s \left(\frac{\psi \Delta \theta}{I(t)} + 1 \right) \quad 2.26$$

$$I(t) = K_s t + \psi \cdot \Delta \theta \cdot \ln \left(1 + \frac{I(t)}{\psi \Delta \theta} \right) \quad 2.27$$

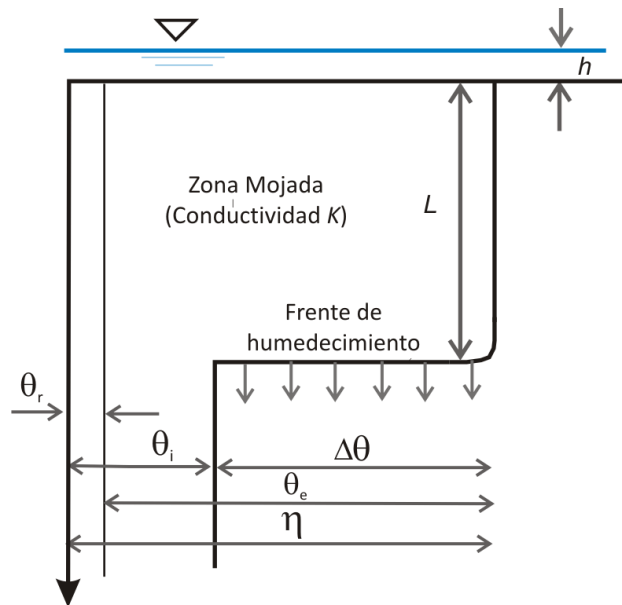


Figura 2.9. Esquema del modelo de infiltración de Green-Ampt.

Fuente: Chow et al., 1994

El modelo considera una columna vertical de suelo de sección transversal de área unitaria y un volumen de control que define el suelo mojado (entre la superficie y el frente húmedo que se encuentra a una profundidad L desde la superficie). El contenido inicial de humedad, θ_i , se incrementa hasta la porosidad η , a medida que el frente húmedo pasa. Para una sección transversal unitaria se considera que el incremento de agua almacenada será la profundidad del frente húmedo por la diferencia de agua o déficit de agua en el volumen de control $\Delta \theta$.

El déficit inicial de agua en el frente húmedo depende del contenido inicial de agua, se define así.

$$\Delta \theta = \eta - \theta_i \quad 2.28$$

Las limitaciones originales del modelo GA incluían: perfil homogéneo de suelo, condiciones antecedentes de humedad del suelo constantes, profundidad constante de encharcamiento, flujo de agua superficial constante y estimación de la infiltrabilidad a partir del encharcamiento. Los desarrollos matemáticos posteriores a la ecuación de GA, buscan mejorar alguna(s) de las limitaciones antes mencionadas. A continuación se describen otros modelos generados a partir de GA, presentados en Ravi y Williams (1998).

Para aplicar el modelo se requiere estimar los parámetros Conductividad Hidráulica, K , la porosidad, η , y el potencial de succión del frente húmedo, Ψ , además de conocer el contenido de humedad inicial, θ_i . Se han realizado numerosos estudios para determinar los valores de los parámetros necesarios para el modelo, pero tal vez los resultados más utilizados son los obtenidos por Rawls et al., (1983), los que presentaron valores para los parámetros η , θ_e (porosidad efectiva), Ψ , y K_s , los que son recogidos por muchos otros autores y se presentan en la **Tabla 2.1** (Haan et al., 1994, Woolhiser et al., 1990, Nanía y Gómez Valentín, 2004).

Tabla 2.1. Parámetros de infiltración de Green-Ampt para varias clases de suelos, según Rawls et al. (1983). El número indicado es la media y los valores entre paréntesis corresponden al rango de variación.

Fuente: Nanía y Gómez Valentín, 2004

Clase de suelo	Porosidad η	Porosidad efectiva θ_e	Potencial de succión del frente húmedo ψ (cm)	Conductividad Hidráulica K (cm/h)
Arena	0,437 (0,374 - 0,500)	0,417 (0,354 - 0,480)	4,95 (0,97 - 25,36)	11,78
Arena margosa	0,437 (0,363 - 0,506)	0,401 (0,329 - 0,473)	6,13 (1,35 - 27,36)	2,99
Marga arenosa	0,453 (0,351 - 0,555)	0,412 (0,283 - 0,541)	11,01 (2,67 - 45,47)	1,09
Marga	0,463 (0,375 - 0,551)	0,434 (0,334 - 0,534)	8,89 (1,33 - 59,38)	0,34
Marga limosa	0,501 (0,420 - 0,582)	0,486 (0,394 - 0,578)	16,68 (2,92 - 95,39)	0,65
Marga arcillo-arenosa	0,398 (0,332 - 0,464)	0,330 (0,235 - 0,425)	21,85 (4,42 - 108,00)	0,15
Marga arcillosa	0,464 (0,409 - 0,519)	0,309 (0,279 - 0,501)	20,88 (4,79 - 91,10)	0,10
Marga arcillo-limosa	0,471 (0,418 - 0,524)	0,432 (0,347 - 0,517)	27,30 (5,67 - 131,50)	0,10
Arcilla arenosa	0,430 (0,370 - 0,490)	0,321 (0,207 - 0,435)	23,90 (4,08 - 140,20)	0,06
Arcilla limosa	0,479 (0,425 - 0,490)	0,423 (0,334 - 0,512)	29,22 (6,13 - 139,40)	0,05
Arcilla	0,475 (0,427 - 0,523)	0,385 (0,269 - 0,501)	31,63 (6,39 - 156,50)	0,03

De las variaciones al método GA, interesan principalmente aquellas aproximaciones que permiten considerar la variación de la precipitación en el tiempo. El contenido de humedad antecedente se puede considerar uniforme ya que no se pretende modelar el fenómeno de la redistribución de la humedad en el suelo, y la capa de suelo se puede considerar homogénea porque se modelarán capas superficiales de suelo.

Modelo de Smith y Parlange

Smith y Parlange (1978), a partir de la ecuación de Richards, proponen dos ecuaciones para estimar la infiltrabilidad antes y después del encharcamiento, considerando precipitación variable en el tiempo. Asumen inicialmente que la difusividad, $D(\theta)$, varía rápidamente con θ , lo que implica que el flujo de agua dentro del suelo varía muy poco con respecto a su posición de modo que el primer diferencial del lado izquierdo de la Ecuación 2.24 puede ser despreciado (Smith y Parlange, 1978). De modo que integran la ecuación para obtener:

$$f(t) = K_s \cdot \frac{\exp I(t)/C_D}{\exp I(t)/C_D - 1} \quad 2.29$$

Donde $I(t) = \int_0^t f(t)dt$ es el volumen total infiltrado por unidad de área en el instante t y C_D es la capilaridad definida como $C_D = \Psi \cdot \Delta\theta = \Psi \cdot (\theta_s - \theta_i)$, donde $\Delta\theta$ es el cambio en el contenido de humedad entre el estado inicial del suelo, θ_i , y la humedad de saturación, θ_s .

Método de Infiltración de Horton

Existen muchos modelos hidrológicos que tienen como base el concepto de escorrentía por exceso de infiltración de Horton. Muchos experimentos de infiltración muestran que cuando comienza la infiltración por precipitación, las tasas de infiltración son altas y luego van decayendo gradualmente. Esto es debido a la capilaridad y a los efectos de la gravedad. Antes de que el suelo alcance la saturación, la infiltración estará controlada por la precipitación y posteriormente por las características del suelo. Después de un gran periodo de precipitación intensa, el frente húmedo se mueve dentro del suelo, los efectos de la capilaridad serán pequeños, la infiltración estará dominada por la gravedad y la tasa de infiltración se acercará a la conductividad hidráulica del suelo.

El decremento de la capacidad de infiltración puede ser predicha por cualquier perfil arbitrario y patrón de intensidades de precipitación utilizando una solución numérica de la ecuación de Richards. Tales soluciones también pueden ser tenidas en cuenta asumiendo un perfil de suelos estratificados, incluyendo el proceso de encrustamiento de los suelos y conociendo las características de humedad para las diferentes capas.

Horton (1933, 1940) describió este tipo de curva por medio de la siguiente función empírica:

$$f(t) = (f_o - f_c) \cdot e^{-kt} + f_c \quad 2.30$$

Donde f_o y f_c son la capacidad inicial y final de infiltración (m/s) respectivamente y k es un coeficiente empírico (s^{-1}). Los parámetros f_o , f_c y k son función del tipo de suelo pero también pueden depender de las condiciones antecedentes de humedad del suelo. La capacidad final de infiltración, f_c , estará cerca del valor de la conductividad hidráulica cuando se alcance la saturación. Aunque esta ecuación tiene fundamento empírico, se ha demostrado que es una solución aproximada de la ecuación de Richards bajo ciertas presunciones.

Método del Número de Curva – CN-SCS

El método del Número de Curva fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos en 1954. El método ha sido revisado y actualizado en varias oportunidades (1964, 1965, 1971, 1972, 1985 y 1993), y ha sido ampliamente utilizado por ser sencillo (ya que sólo requiere un parámetro), fácil de aplicar y entender, estable y útil en cuencas no instrumentadas (USDA, 2011). El método se basa en la siguiente hipótesis:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad 2.31$$

Donde F_a son las pérdidas por infiltración acumuladas a partir del momento en que se produce algo de escorrentía (m), S el almacenamiento potencial máximo de la cuenca (m), P_e la precipitación neta o efectiva (m), P la precipitación bruta o total (m) e I_a la abstracción inicial (m).

Si se tiene en cuenta la ecuación de continuidad $P = P_e + I_a + F_a$ y se opera en la Ecuación 2.31 se llega a la siguiente expresión para determinar las pérdidas de precipitación:

$$F_a = \begin{cases} \frac{S \cdot (P - I_a)}{P - I_a + S}, & P \geq I_a \\ 0, & P < I_a \end{cases} \quad 2.32$$

A través del análisis de datos de campo, el SCS llegó a la conclusión de que en promedio $I_a = 0.2 S$. La relación entre la lluvia bruta y la lluvia neta se determina a través del CN. Este parámetro depende de las condiciones antecedentes de humedad, del tipo de suelo y del uso que se le da a éste. El CN varía entre 0 y 100. Para una superficie totalmente impermeable (donde la lluvia bruta sería igual a la lluvia neta) el valor de CN es 100. Generalmente en terrenos naturales el CN es menor que 100. El almacenamiento S puede calcularse en función del CN a través de la siguiente expresión:

$$S = z \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad 2.33$$

Donde z es el factor de conversión dependiendo del sistema numérico utilizado, y es igual a 10 si se mide S en pulgadas (in), y a 254 si se mide en milímetros (mm). Los Números de Curva dependen básicamente de las características del suelo y el uso del mismo. Existe numerosa literatura sobre los números de curva a asignar a un terreno específico dependiendo de esta combinación de características. Las curvas que ofrece el SCS (ahora NRCS Natural Resources Conservation Service) se pueden encontrar en el sitio web http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/hyd/nrcs_runoff_curve_number_methods.htm#i1026928.

Importancia de considerar la interacción flujo superficial - Infiltración

Los métodos iniciales para estimar la escorrentía por exceso de infiltración se fundamentaban en sustraer un patrón de infiltración de la precipitación bruta y luego transportar el excedente a través de la cuenca hasta una corriente receptora. Sin embargo, esto ignora la interacción entre la precipitación y el tiempo de encharcamiento, y además ignora el hecho de que el suelo continúa infiltrando mientras exista agua superficial aún cuando la precipitación haya cesado. Esto conduce a errores en la estimación del tiempo de encharcamiento y a una sobreestimación del flujo de recesión una vez el flujo de escorrentía ha terminado (Smith y Goodrich, 2005). Por esta razón es importante tener en cuenta la

influencia del agua superficial sobre la infiltración, en las ecuaciones de transformación lluvia – caudal, que es donde la precipitación se relaciona con la infiltración.

2.2.1.3 Transformación Lluvia-Caudal y Transporte en superficie

Una vez definida la lluvia del proyecto y el modelo de pérdidas, el hietograma efectivo debe ser transformado en escorrentía, es decir en un hidrograma, obteniendo el flujo superficial (*overland flow*) o el transporte superficial (*surface routing*).

Existen diferentes metodologías para realizar dicho proceso: uno de los más sencillos y utilizados ha sido el Método Racional, el que sólo permite el cálculo de caudales punta; también existen métodos más complejos como el del Hidrograma Unitario, el modelo de Depósitos, o los modelos basados en las ecuaciones del movimiento del fluido, que resultan más apropiados para zonas urbanas, como las aproximaciones a las ecuaciones de Saint Venant (Nanía y Gómez Valentín, 2004) y donde todos ellos proporcionan la evolución temporal de los caudales de respuesta

Hidrogramas unitarios

Esta metodología fue adaptada a la hidrología urbana con base en estudios realizados para cuencas rurales. Es el primero de los métodos utilizados y fue propuesto inicialmente por Sherman en 1930. Formalmente, representa la respuesta en caudal de la cuenca, ante una lluvia neta de valor unitario (1 mm) uniformemente repartida por toda la cuenca. Más tarde Dooge (1959) reformula el concepto, generalizándolo como el hidrograma resultante de un impulso de lluvia efectiva unitaria distribuido uniformemente sobre la cuenca y constante durante una unidad de tiempo (Nanía y Gómez Valentín, 2004).

El hidrograma unitario resultante puede ser utilizado para construir la respuesta de cualquier evento de lluvia basado en tres principios básicos (Butler y Davies, 2011):

- El tiempo base del hidrograma unitario es constante, sin importar la intensidad de la lluvia.
- Las ordenadas del hidrograma son directamente proporcionales al volumen de lluvia neta, de manera que si se dobla la intensidad de precipitación, se doblan las tasas de escorrentía.

- La respuesta a bloques sucesivos de lluvia neta de valor unidad, cada una iniciando a instantes de tiempo particulares, puede ser obtenida sumando los Hidrogramas unitarios comenzando en los respectivos instantes.

De esta manera se obtendría un hidrograma como el que se observa en la **Figura 2.10**.

El hidrograma unitario es el procedimiento más universalmente utilizado en el estudio hidrológico de cuencas naturales. Sin embargo el método es útil cuando es representativo de la realidad de la cuenca, es decir cuando se obtiene a partir de medidas de campo, con las que no siempre se cuenta. Por esta razón, se suele recurrir a Hidrogramas unitarios sintéticos, es decir, a aproximaciones al hidrograma unitario basadas en datos simplificados de la cuenca, como el tiempo de concentración entre otros. Estas simplificaciones hacen que no sea un método adecuado para pequeñas cuencas, ya que pueden suponer grandes diferencias con la realidad (Nanía y Gómez Valentín, 2004).

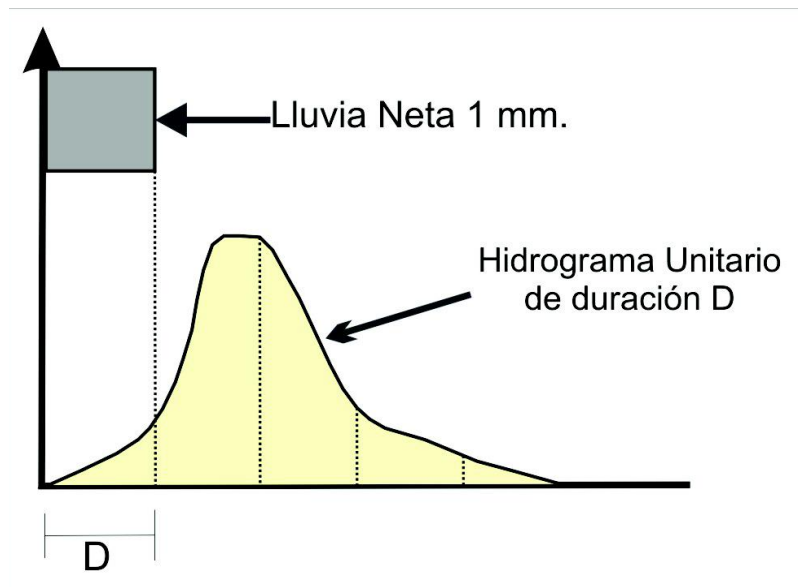


Figura 2.10. Hidrograma unitario
Fuente: Nanía y Gómez Valentín, 2004

Modelos de depósitos

Esta aproximación asume una esquematización general de los procesos que se desarrollan en la superficie de la ciudad, por tanto no parten de una aproximación física. El modelo realiza una analogía de la cuenca considerándola como uno o varios depósitos

conectados. Cada depósito recibe como entrada la precipitación (o caudales de entrada de los depósitos aguas arriba) y genera como salida una escorrentía. El modelo se fundamenta en las ecuaciones de continuidad y almacenamiento:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad 2.34$$

$$S = KQ^n \quad 2.35$$

Donde I es el caudal de entrada correspondiente a la precipitación caída sobre una superficie de área A (m^2), Q es el caudal de escorrentía generado (m^3/s) y S es el volumen almacenado (m^3), K es la constante de almacenamiento que tiene unidades de tiempo (t) y n es un exponente adimensional. Si se utiliza un coeficiente n de uno, se considera una relación lineal entre el almacenamiento de la cuenca y el caudal de escorrentía, y se puede obtener la ecuación de continuidad en función del caudal de la siguiente manera:

$$I - Q = K \frac{dQ}{dt} \quad 2.36$$

Esta ecuación diferencial de primer orden puede ser resuelta reordenando términos y utilizando un factor de integración. Si además se supone una lluvia de intensidad constante I (ver **Figura 2.11**) durante un tiempo t_0 , se puede considerar el término K como constante en el tiempo de manera que al integrar entre 0 y t_0 se obtendría la Ecuación **2.37** que representa la primera parte del hidrograma:

$$Q(t) = \frac{1}{K} \int_0^t e^{\frac{\tau-t}{K}} d\tau = I(1 - e^{-t/K}) \quad 2.37$$

Por otro lado, como la lluvia tiene una duración limitada hasta t_0 , a partir de ese momento $I=0$, de manera que la ecuación de continuidad **2.36**, queda expresada como:

$$-Q = K \frac{dQ}{dt} \quad 2.38$$

Ecuación de primer orden también, con solución directa para el tramo $t_0 - t$:

$$Q(t) = Q_0 e^{-(t-t_0)/K} \quad 2.39$$

Esta es una exponencial decreciente desde un valor inicial Q_0 en un instante t_0 . Representando los dos tramos del caudal representados por las ecuaciones 2.37 y 2.39, se obtiene la **Figura 2.11**.

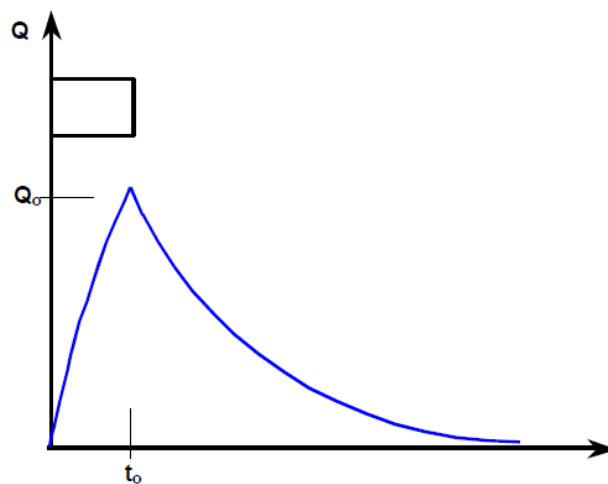


Figura 2.11. Respuesta de caudal por el método de depósitos para una lluvia unitaria
Fuente: Nanía y Gómez Valentín, 2004

Una revisión más detallada de la anterior ecuación ha demostrado que se puede obtener un hidrograma unitario a partir del modelo de depósitos. La precisión del modelo dependerá de la estimación correcta del parámetro K , representativo de la cuenca.

Aunque el modelo ha sido derivado para cuencas de las que se dispone información de lluvia y caudal, se pueden utilizar correlaciones que permite su utilización en cuencas no instrumentadas. Sin embargo, no es un modelo muy difundido y ha sido escasamente utilizado en cuencas españolas (Nanía y Gómez Valentín, 2004, Butler y Davies, 2011).

Modelos de base física con las ecuaciones de movimiento

A partir de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general, se han deducido las ecuaciones de Saint-Venant, las que se constituyen como un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, hiperbólico y cuasi-lineal. Debido a que dichas ecuaciones permiten modelar el flujo de un fluido en general, se pueden realizar diferentes simplificaciones para modelar flujos superficiales o flujos en canales abiertos, permitiendo además su análisis en una o dos dimensiones según el análisis realizado.

Las ecuaciones de Saint-Venant se derivan de las ecuaciones de conservación de masa y de conservación de cantidad de movimiento de las cuales se desprecian las fuerzas cortantes

debido al viento, y se representan en forma conservativa para flujo unidimensional de la siguiente manera (Chow et al., 1994a):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \tag{2.40}$$

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_{ox} - S_{fx})$$

Donde Q es el caudal, A es el área de la sección transversal, y el calado, q_l es el flujo lateral y S_{ox} y S_{fx} son las pendientes de fondo y motriz en la dirección x .

Relación ecuaciones de Saint-Venant con flujos en cuencas urbanas

En el caso de cuencas urbanas el flujo superficial se divide en dos tipos: flujo Hortoniano y flujo Canalizado. En dichos tipos de flujo se considera flujo gradualmente variable, sin variaciones bruscas en calado o caudal, donde las fuerzas inerciales y de presión pueden ser despreciadas puesto que las fuerzas gravitacionales y las de fricción se puede demostrar que gobiernan el flujo. El flujo Hortoniano ha sido ampliamente estudiado y se ha obtenido la aproximación de Onda Cinemática que consiste en una simplificación de las ecuaciones completas de Saint-Venant o ecuaciones dinámicas, despreciando los términos antes indicados en la Ecuación 2.40 (términos inerciales y de presión). En esta simplificación el caudal lateral q es igual a la diferencia entre las tasas de lluvia e infiltración, mientras que el flujo en el canal se toma como un flujo por unidad de ancho como se representa en la **Figura 2.12** (Chow et al., 1994a).

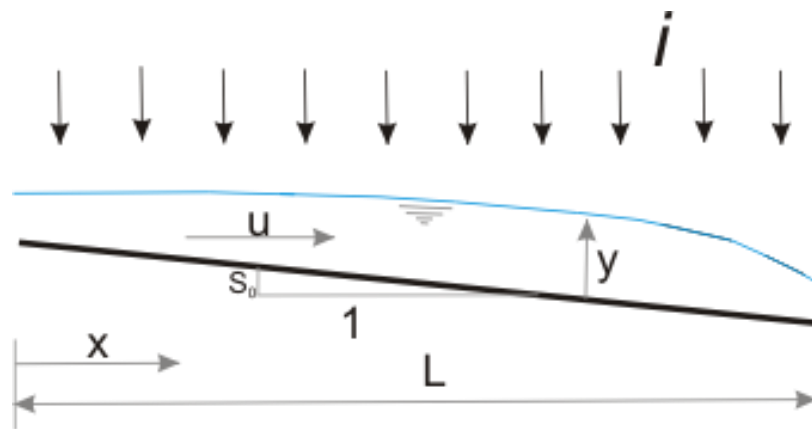


Figura 2.12. Representación del flujo Hortoniano
Fuente: Adaptado de Woolhiser y Liggett (1967)

De acuerdo a lo anterior, la aproximación de Onda Cinemática considera que la pendiente de fondo es pequeña de modo que $S_o = S_f$ y que se pueden utilizar coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente como por ejemplo la ecuación de Manning (Haan et al., 1994, Nanía y Gómez Valentín, 2004). La aproximación cinemática se puede utilizar cuando los términos dinámicos y de presión de la ecuación de conservación de cantidad de movimiento pueden ser despreciados, cuando los efectos de remanso pueden ser despreciados y cuando ecuaciones de relación de flujo puede ser aplicadas (Haan et al., 1994). En conclusión la aproximación de Onda Cinemática para flujo superficial (flujo Hortoniano) queda:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i = r - f \quad 2.41$$

Donde q representa el caudal Q por unidad de ancho de la sección transversal, i es la intensidad de precipitación neta estimada como la diferencia entre la tasa de precipitación y la tasa de infiltración, $i = r - f$ (m/s).

Sin embargo, se encuentra que existen ciertas condiciones de flujo en las cuales la aproximación de Onda Cinemática no realiza una correcta modelación. Inicialmente, Lighthill y Whitman en 1955 (Lighthill y Witham, 1955) encuentran que la aproximación no funciona correctamente para números de Froude para flujo normal mayores a 2. Posteriormente, Woolhiser y Liggett (1967) propusieron el parámetro adimensional k , por medio del cual determinan que la aproximación de onda Cinemática, se puede utilizar despreciando todos los términos en la ecuación completa excepto el término cinemático, para valores de k mayores a 10, donde k es el número de onda cinemática que se define como:

$$k = \frac{S \cdot L}{H_o F_o^2} \quad 2.42$$

Este parámetro refleja el efecto de la longitud, la pendiente del plano y de las variables de flujo normal. S es la pendiente del plano, L la longitud (m), H_o la profundidad normal (m) y F_o el número de Froude.

En el estudio realizado en 1967, Woolhiser y Liggett encontraron que: "la ecuación de onda cinemática es una buena aproximación para muchas situaciones de flujo superficial de

interés hidrológico, porque k rara vez presenta valores por debajo de 10. En general valores menores de 10 se pueden esperar para planos cortos y lisos, con pendientes bajas y altas tasas de flujo lateral, condiciones no muy frecuentes en áreas rurales pero posibles en áreas urbanas.” (Woolhiser y Liggett, 1967). A partir de entonces el parámetro k o parámetro de onda Cinemática se utiliza para determinar en qué casos se puede utilizar la ecuación de Onda Cinemática y en qué casos se deben utilizar las ecuaciones de Saint-Venant completas. Posteriormente, modifican el criterio de selección por la siguiente expresión: $F_o^2 k \geq 5$, lo que restringe los valores de pendiente y longitud del plano en los que el método puede ser utilizado (Morris y Woolhiser, 1980). De modo que ahora “sugieren utilizar si es necesario las ecuaciones completas para flujo superficial, o por lo menos la ecuación de Onda difusiva,…” (Morris y Woolhiser, 1980).

El método de Onda Cinemática tiene la ventaja de que presenta poca dependencia de datos de escorrentía; además es de una base teórica muy fuerte y el hecho de que los parámetros requeridos pueden ser directamente relacionados con el uso del suelo, de modo que se pueden evaluar fácilmente cambios en éste (Haan et al., 1994); adicionalmente el método de Onda Cinemática permite conocer en detalle el comportamiento del flujo sobre la superficie de la cuenca. Por otra parte, entre las desventajas reconocidas están la dificultad para idealizar los planos de flujo superficial y la información requerida para definir la geometría del canal.

2.2.1.4 Transformación Lluvia-Caudal y Transporte en canales

La aproximación de Onda Cinemática también se puede utilizar para modelar el flujo canalizado en lámina libre. Para este caso se utiliza nuevamente la aproximación unidimensional del método de Onda Cinemática, gracias a que se realizan las siguientes presunciones (Novak et al., 2010):

- La dimensión longitudinal del canal es mucho más grande que su dimensión transversal (horizontal y vertical). Se asume que las variables de flujo dependen solamente de la coordenada longitudinal y que serán homogéneas en una sección transversal dada. Si este no es el caso, se puede proveer una relación

entre el calado medio y las variaciones puntuales de la variable sobre la sección transversal.

- La curvatura de las líneas de corriente es despreciable en los planos verticales y horizontales. Los componentes del vector aceleración se consideran despreciables y la presión se puede asumir hidrostática.
- La pendiente local del canal es pequeña.
- El flujo es turbulento. Consecuentemente, la pérdida de energía regular se asume proporcional al cuadrado de la velocidad de flujo.
- El agua se asume incompresible, de modo que la densidad del agua no aparece en las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.

El canal es asumido con sección prismática, es decir, se asume una sección transversal constante en una longitud de canal determinada, de modo que la relación entre el área mojada y el calado es idéntica para cada tramo de longitud x , como se observa en la **Figura 2.13**.

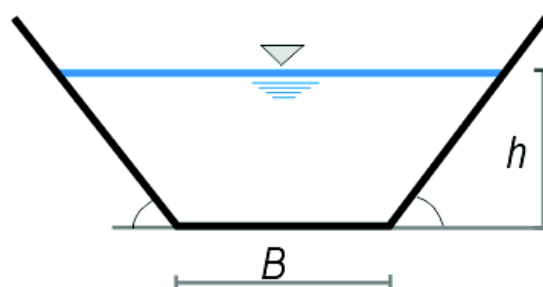


Figura 2.13. Representación de los canales para la aproximación de Onda Cinemática.

Fuente: elaboración propia

La ecuación de onda Cinemática Unidimensional para flujo canalizado se define igualmente por la ecuación de continuidad representada por la ecuación **2.43**:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l(x, t) \quad \mathbf{2.43}$$

Donde **A** es el área de la sección transversal (m^2), **Q** el caudal en el canal (m^3/s), **$q_l(x, t)$** es el flujo lateral por unidad de longitud del canal ($m^3/m.s$) y **x** y **t** las variables independiente de espacio y tiempo, y por la ecuación de conservación de movimiento:

$$S_0 = S_f \quad 2.44$$

Adicionalmente, se conoce que:

$$A = \alpha Q^\beta \quad 2.45$$

De manera análoga a lo realizado para flujo Hortoniano, se utiliza una relación entre velocidad y área como la ecuación de Manning (Ec. 2.46), de manera que al realizar las sustituciones apropiadas queda expresada como:

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R_h^{2/3} \cdot S_0^{1/2} \quad 2.46$$

La cual puede resolverse para el área como:

$$A = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot Q^{3/5} \quad 2.47$$

Al comparar con la ecuación 2.45, se deduce que en este caso:

$$\alpha = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$\beta = \frac{3}{5}$$

En la ecuación 2.43 aparecen las variables **A** y **Q**, de manera que para dejar toda la ecuación en términos de una sola variable se puede derivar la ecuación 2.47 como sigue:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial A}{\partial Q} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{3}{5} \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot Q^{-2/5} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = \alpha \beta Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \quad 2.48$$

Al sustituir este término en la ecuación 2.43 se obtiene:

$$\alpha \beta Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l(x, t) \quad 2.49$$

2.2.1.5 Esquemas numéricos para la resolución de la aproximación de Onda Cinemática

Las ecuaciones de Onda Cinemática tienen soluciones analíticas para algunos casos especiales, mientras que para los casos generales se deben utilizar métodos numéricos para su

solución. Los métodos más utilizados reemplazan las derivadas parciales por diferencias finitas establecidas usualmente utilizando una malla fija en el plano x-t, como se observa en la figura siguiente.

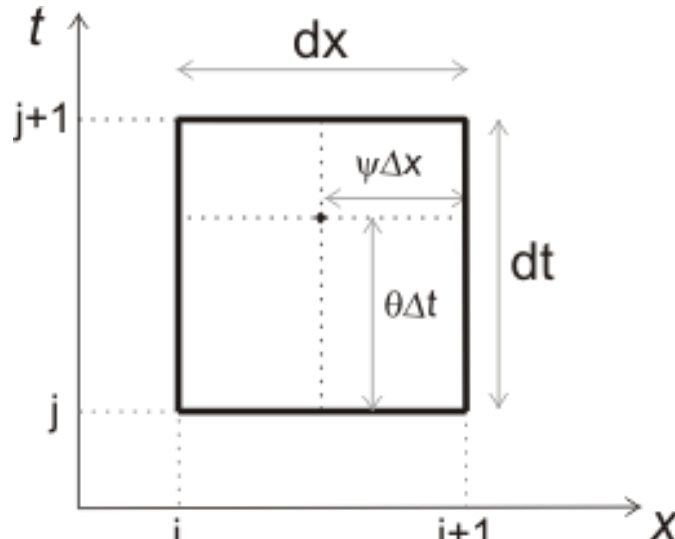


Figura 2.14. Elementos de discretización empleados en el esquema de diferencias finitas de cuatro puntos.

Fuente: Lyngfelt, 1985

Utilizando la malla como la descrita en la **Figura 2.14**, y asignando igual peso a cada punto de la malla el diferencial de una función *f*, por ejemplo Caudal *Q*, con respecto a *x* y *t* respectivamente, puede ser definida como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{0.5(Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1})}{\Delta x} + \frac{0.5(Q_{i+1}^j - Q_i^j)}{\Delta x} \tag{2.50}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{0.5(A_i^{j+1} - A_i^j)}{\Delta t} + \frac{0.5(A_{i+1}^{j+1} - A_{i+1}^j)}{\Delta t}$$

Esta forma de escribir las derivadas define un esquema totalmente centrado, pero en el esquema de caja también se puede utilizar factores de ponderación para considerar cada uno de los puntos de la malla con diferentes pesos (Ver **Figura 2.14**). Las ecuaciones en diferencias finitas que describen esto serían:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\theta(Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1})}{\Delta x} + \frac{(1 - \theta)(Q_{i+1}^j - Q_i^j)}{\Delta x} \tag{2.51}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\psi(A_i^{j+1} - A_i^j)}{\Delta t} + \frac{(1 - \psi)(A_{i+1}^{j+1} - A_{i+1}^j)}{\Delta t}$$

Los factores de ponderación pueden tomar valores entre 0 y 1, para los cuales se han realizado numerosas investigaciones con diferentes valores de éstos. Se han definido tres grupos según los valores que toman θ y ψ como se observa en la **tabla 2.2**.

Tabla 2.2. Modelos de diferencias finitas ponderados
Fuente: Lyngfelt,

Modelo	ψ	θ
ψ -difusivo	< 0.5	0.5
θ -difusivo	0.5	> 0.5
$\psi\theta$ -difusivo	< 0.5	> 0.5
	< 0.5	< 0.5

De dichas posibilidades existen tres casos que son de especial interés por su estabilidad numérica. Estos casos son.

Tabla 2.3. Casos especiales de métodos numéricos
Fuente: Chow et al, 1994

Casos especiales	ψ	θ
No-difusivo	0.5	0.5
“Caja difusiva”	0	0.5
Li et al (1975)	0	1.0

El esquema totalmente centrado ($\theta=0.5$ y $\psi=0.5$), implica que no se realiza difusión en el esquema numérico, de donde deriva su nombre. Al utilizar este tipo de esquemas el hidrograma generado frecuentemente presenta problemas de inestabilidad numérica por lo que no se utiliza con regularidad.

Por otra parte los esquemas difusivos producen hidrogramas atenuados. Las influencias numéricas de la difusión generan un efecto similar al efecto de las fuerzas de aceleración y presión que son incluidas en las ecuaciones completas de Saint-Venant o aproximación de Onda Dinámica. En el caso de flujos superficiales la difusión es causada por las fuerzas de presión. De estos modelos, el de “caja difusiva” asume calado uniforme en cada segmento Δx , y es frecuentemente utilizado para las ecuaciones de Onda Cinemática en el tránsito en canales o en sistemas de alcantarillado de alta pendiente.

Por otro lado, el último caso expuesto en la **tabla 2.3** corresponde al mayor coeficiente de difusividad otorgado al esquema y ha sido propuesto por Li et al., (1975).

Estos dos últimos modelos se utilizan con mucha frecuencia, siendo el propuesto por Li et al., (1975) uno de los más utilizados. Este esquema puede ser aplicado a la aproximación de Onda Cinemática de manera lineal o No Lineal (Chow et al., 1994b).

Por otra parte, para flujo supercrítico se deben conocer las condiciones aguas arriba, de manera que las condiciones aguas abajo no se pueden incorporar en la solución. Así que las condiciones iniciales para $t=0$ estarán dadas para toda la longitud del canal. Teniendo en cuenta que estas ecuaciones no tienen derivadas de segundo orden es posible utilizar un esquema de caja donde las diferencias se definen utilizando un paso de tiempo. Si por ejemplo se quisiera determinar los caudales y/o calados en la caja $(0,0)$, $(0,\Delta x)$, $(\Delta t,0)$, $(\Delta x,\Delta t)$ y si se conocieran las condiciones aguas arriba entonces el punto $\Delta x,\Delta t$ estaría determinado. Continuando este procedimiento hacia aguas abajo se podrían determinar todos los valores de Q y calado hasta llegar al otro extremo.

De las dos metodologías numéricas definidas (esquema lineal y no lineal), ha sido demostrado por Li et al., (1975) que el esquema no lineal o método implícito es incondicionalmente estable y que funciona bastante bien para un amplio rango de valores $\Delta t/\Delta x$ (Chow et al., 1994a), razón por la cual es la metodología más ampliamente utilizada. Sin embargo, el esquema explícito o lineal es utilizado por algunos autores como aproximación al segundo esquema. Por tal razón a continuación se explica el esquema no lineal y el esquema lineal puede ser consultado en Chow et al., (1994).

En el método de Onda Cinemática solamente la ecuación de continuidad contiene derivadas parciales, de manera que los esquemas numéricos deben ser aplicados a dicha ecuación.

Esquema no lineal

Utilizando el mismo esquema de diferencias finitas de Li et al., a las derivadas parciales de área y caudal respectivamente, se obtienen las ecuaciones descritas a continuación:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{A_{i+1}^{j+1} - A_{i+1}^j}{\Delta t} \tag{2.52}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x}$$

$$q_{i+1}^{j+1} = (r_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^{j+1}) \cdot L$$

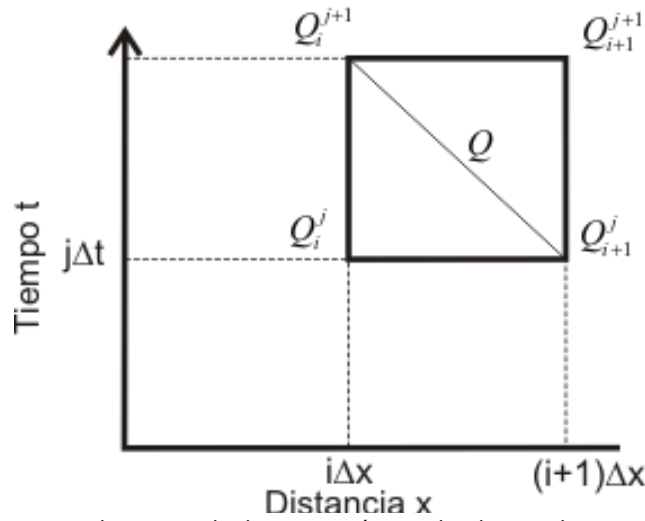


Figura 2.15. Elementos de discretización empleados en el esquema de diferencias finitas para las ecuación de Saint Venant

Fuente: Chow et al, 1994

En este caso al igual que en el esquema lineal, Q se toma como la variable dependiente, y se puede despejar el área en términos del caudal como se muestra a continuación:

$$A_{i+1}^{j+1} = \alpha(Q_{i+1}^{j+1})^\beta \tag{2.53}$$

y

$$A_{i+1}^j = \alpha(Q_{i+1}^j)^\beta \tag{2.54}$$

Estas ecuaciones se sustituyen en la **Ecuación 2.43** con lo cual se obtendrá la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i+1}^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^{j+1})^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^j)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{l_{i+1}}^{j+1} + q_{l_{i+1}}^j}{2} \right) \tag{2.55}$$

Esta ecuación está organizada de manera tal que la variable desconocida, Q_{i+1}^{j+1} está al lado izquierdo y todas las cantidades conocidas del lado derecho. La ecuación es no lineal para Q_{i+1}^{j+1} de modo que para resolverlo se requiere un esquema de iteración como el de Newton Raphson que resulta ser uno de los más utilizados.

$$C = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^j)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{l_{i+1}}^{j+1} + q_{l_{i+1}}^j}{2} \right) \tag{2.56}$$

Se define $f(Q)$ como el error residual de la siguiente manera:

$$f(Q_{i+1}^{j+1}) = \frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i+1}^{j+1} + \alpha(Q_{i+1}^{j+1})^\beta - C \tag{2.57}$$

Donde su primera derivada será:

$$f'(Q_{i+1}^{j+1}) = \frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha \beta (Q_{i+1}^{j+1})^{\beta-1} \quad 2.58$$

De modo que siguiendo la metodología de Newton-Raphson Q_{i+1}^{j+1} se obtiene de la siguiente manera:

$$(Q_{i+1}^{j+1})_{k+1} = (Q_{i+1}^{j+1})_k - \frac{f(Q_{i+1}^{j+1})_k}{f'(Q_{i+1}^{j+1})_k} \quad 2.59$$

Este proceso de iteración se continúa hasta que el error residual se minimiza por debajo de un criterio de error.

$$\left| f(Q_{i+1}^{j+1})_{k+1} \right| \leq \epsilon \quad 2.60$$

Los esquemas numéricos que se han desarrollado se aplicaron a las ecuaciones de Onda Cinemática para flujo Canalizado, y la implementación para flujo Hortoniano en los planos se realiza de manera análoga.

CAPITULO 3

ESTADO DEL ARTE DE LOS PROCESOS SEDIMENTOLÓGICOS

3.1 MODELACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

La simulación de los procesos erosivos comienza en la década de los 30 y 40s en Estados Unidos por la necesidad de evaluar diferentes prácticas de conservación de suelos (Morgan y Quinton, 2001). Esta primera generación de modelación se inicia con la caracterización cualitativa –aún en uso- mediante la utilización de herramientas visuales o mediante el estudio de las formas erosivas. Esta primera etapa fue seguida por la definición de índices que buscaban medir la susceptibilidad a la erosión por parte de los suelos (Vega-Carreño y Febles-González, 2005).

La primera formulación matemática, desarrollada por Zingg (1940), relacionaba la pérdida de suelo con la longitud de la parcela y la pendiente, y fue generada experimentalmente en parcelas cultivadas del Occidente medio de Norteamérica. A partir de allí diferentes parámetros se han ido incorporando como la inclusión de los cultivos y prácticas de conservación, el tipo de suelos y precipitaciones, entre otros, y fue así como se originó la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo o USLE por sus siglas en inglés –desarrollada por Wischmeier y Smith (1978). Dicho modelo fue propuesto para estimar la pérdida anual de suelo por erosión en surcos y entresurcos, aplicándose en campos con estrategias agrícolas específicas (Morgan y Quinton, 2001). Inicialmente el método USLE no fue considerado un modelo, pero como contiene entradas y salidas, puede ser considerado como el primer **modelo empírico** para la estimación de la pérdida de suelo (Morgan y Quinton, 2001).

Después de esta primera generación empiezan a surgir modelos cada vez más complejos que incorporarán paulatinamente más factores para estimar la erosión. El modelo USLE, que fue el primer **modelo empírico** para el cálculo de la erosión, ha sido el más ampliamente difundido y utilizado, pero aun así adolece de ciertas fallas que han tratado de ser corregidas a lo largo de los años, dando origen a otros modelos. Consecuentemente, Williams (1975) desarrolló la Ecuación Universal Modificada de Pérdida de Suelo (MUSLE por sus siglas en inglés) y Renard et al., (1991), propusieron la Ecuación Universal Revisada de Pérdida de Suelo (RUSLE por sus siglas en inglés) (Vega-Carreño y Febles-González, 2005).

En los primeros modelos, como es el caso del método USLE, se buscaba la tasa de *erosión media anual*, pero posteriormente se necesitó contar con información más detallada como la tasa de erosión para eventos individuales, la localización de la erosión, la tasa de erosión por eventos, las fuentes que originan la erosión, los cambios a largo plazo en las laderas y la deposición de sedimentos dentro de la cuenca. Adicionalmente los adelantos investigativos generaron un descontento general con el método USLE, ya que los resultados obtenidos no eran adecuados al utilizarlo con diferentes escalas espaciales y temporales, y condiciones climáticas o de suelos diferentes a aquellas para las que el método fue ideado inicialmente. Por estas razones empezaron a desarrollarse los **modelos de base física o modelos basados en procesos** que permiten describir matemáticamente el comportamiento erosivo y realizar las predicciones necesarias.

Los **modelos de base física** se fundamentan en la modelación matemática de los procesos físicos que intervienen en el fenómeno erosivo para determinar la producción de sedimentos (Morgan y Quinton, 2001). Muchos de estos modelos aún contienen ecuaciones empíricas y por lo tanto resulta más apropiado denominarlos modelos basados en procesos que modelos de base física (Morgan y Quinton, 2001), aunque normalmente no se hace la distinción entre uno u otro tipo. La mayoría de estos modelos parten de la formulación realizada por Meyer y Wischmeier en 1969 (Nearing et al., 1989), aunque existen muchas diferencias con respecto a la formulación (Morgan y Quinton, 2001).

Selección del tipo de modelo

Cada tipo de modelo sirve para un propósito particular, de modo que no se puede decir que un modelo es mejor que otro sino que es más apropiado para determinado objetivo.

La modelación empírica es útil para la estimación de la producción de sedimentos en forma continua y para áreas que puedan ser trabajadas de manera agregada. Sin embargo, no suministran información sobre la tasa de erosión por eventos, las fuentes que originan la erosión, los cambios a largo plazo y/o la sedimentación.

Sin embargo, dicho tipo de modelación ha sido ampliamente criticada, ya que como está correctamente expresado en Merritt et al., (2003): “emplean asunciones poco realistas sobre la física de la cuenca, ignorando la heterogeneidad de los datos de entrada y las características de la cuenca, tales como la precipitación y los tipos de suelos, así como que ignoran las no-linealidades inherentes en las cuencas”. Otro problema es que estos modelos normalmente asumen un comportamiento estacionario de los procesos, lo cual limita las capacidades de predicción de los cambios en la cuenca.

Por último, ya que los modelos empíricos han sido generados a partir de bases de datos específicas, podrían no ser extrapolables a áreas que tengan condiciones diferentes. A pesar de estas críticas, los modelos empíricos han sido ampliamente utilizados porque requieren mucho menos datos de entrada que otros tipos de modelos, lo cual reduce los requerimientos computacionales y la incertidumbre asociada a dichos datos. Estas características han hecho de este tipo de modelación, herramientas particularmente útiles para el análisis y estimación de los sedimentos en cuencas cuando existe poca información, y para realizar estudios previos en los cuales se pretenda identificar las fuentes de sedimentos y otros contaminantes.

Por otra parte, los modelos de base física permiten realizar una descripción distribuida de la variabilidad espacial de las propiedades, los procesos, y por tanto los resultados en el área de estudio. También permiten describir la evolución temporal de la producción, transporte y sedimentación de las partículas. Esta característica es especialmente útil y resulta necesaria cuando se busca describir factores locales como los procesos erosivos de desprendimiento y los tiempos de viaje del transporte de sedimentos (Ferro y Minacapilli, 1995).

Por tanto, los modelos de base física distribuidos resultan ser más ventajosos para realizar estimaciones de la producción de sedimentos de manera detallada y sobre todo para proyectar soluciones prácticas. En atención a lo anterior se han desarrollado múltiples modelos distribuidos. Sin embargo, varios autores proponen que estos últimos deben ser aplicados de manera cuidadosa porque al ser más complejos, presentan problemas de sobre-

parametrización, solicitud de datos poco realistas y/o condiciones de aplicación no extrapolables a otras regiones (Merrit et al., 2003, Woolhiser, 1996).

En la **Figura 3.1** se observan diferentes objetivos de modelación y según esto las metodologías que gobiernan los procesos erosivos y por tanto los requerimientos de información de entrada.

Como se observa en la **Figura 3.1** en cuencas urbanas de cabecera (hillslope), se requiere la descripción detallada de la variabilidad espacial y temporal de las propiedades de la cuenca y de la precipitación y por tal razón los modelos en base física distribuidos son los más apropiados para este tipo de análisis. Por esta razón más adelante se revisan con más detalle los modelos de base física existentes.

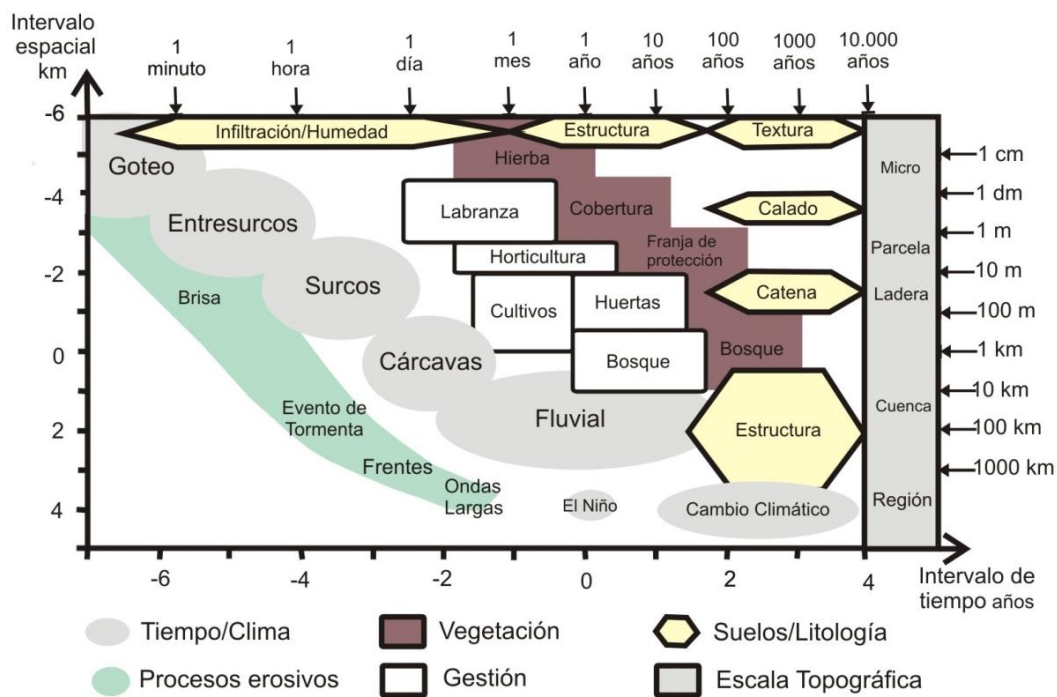


Figura 3.1. Variaciones temporal y espacial de las condiciones atmosféricas, topográficas, del suelo y la vegetación importantes en los procesos erosivos dominantes. Las unidades indican la extensión del impacto y por lo tanto del área de estudio de interés.

Fuente: Adaptado de Renschler y Harbor 2002.

3.2 MODELACIÓN EN BASE FÍSICA

Los modelos en base física permiten definir formulaciones físico - matemáticas para describir los procesos involucrados en la producción de sedimentos. Para el desarrollo de este tipo de modelos fue fundamental la teoría de Meyer y Wischmeier (1969) ya que en ella se definen los procesos sedimentológicos presentes en una cuenca (Ver **Figura 3.2**).

Según el modelo de Meyer y Wischmeier (1969), los procesos considerados al analizar la erosión hídrica del suelo son desprendimiento, transporte y sedimentación. El desprendimiento es el proceso de erosión del suelo y puede ser causado por el impacto de las gotas de lluvia o por la fuerza del flujo. Una vez el suelo es erosionado, debe ser transportado por el flujo desde el lugar donde se produce hasta el punto donde será depositado. Este transporte está condicionado por uno de dos controles: a) La capacidad de transporte de la corriente, o b) La disponibilidad de material en la cuenca. En la **Figura 3.2** se representa cada intervalo de tiempo, de manera que el proceso se repite hasta que se termine el desprendimiento en la parte alta de la cuenca.

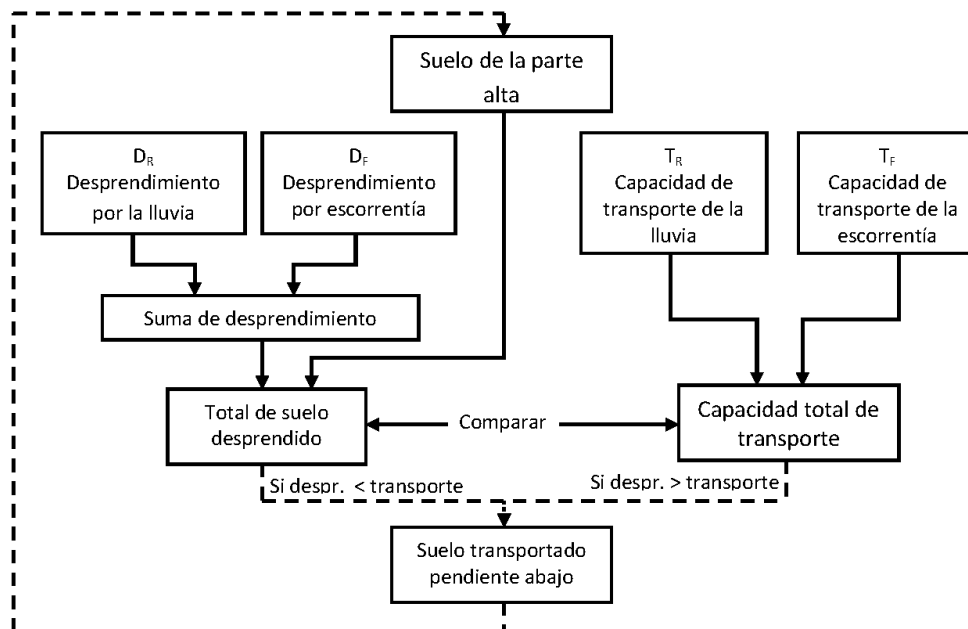


Figura 3.2. Relación entre los procesos de desprendimiento, transporte y sedimentación de los sedimentos.

Fuente: Meyer y Wischmeier (1969)

Tipos de erosión según la zona donde se produce:

Los procesos sedimentológicos que son modelados en cuenca dependen del área y la escala temporal a considerar y se diferencian básicamente por los mecanismos que ocasionan el desprendimiento y arranque de las partículas y posteriormente su transporte y sedimentación. De esta manera las fuentes de sedimentos más amplias que se pueden considerar son: erosión en la cuenca alta (*upland erosion*), erosión en cárcavas (*gully erosion*) y erosión local en banca (*local bank erosion*). Los dos primeros tipos de erosión se pueden observar en la **Figura 3.3**.

La erosión en la parte alta (**Figura 3.3**), se presenta de tal manera que si existe flujo superficial, la topografía hace que el agua escurra generando pequeños surcos (*rills*) que son canales que pueden ser fácilmente borrados. De esa manera se tendrán dos zonas de erosión: zonas entresurcos (*interill erosion*), donde la erosión será causada por el impacto de las gotas de lluvia y por el flujo, y zonas de surcos (*rill erosion*) donde la erosión es causada por el flujo.

La erosión en la zona entre-surcos ocurre donde el flujo es superficial y poco profundo es decir donde se presenta flujo como una lámina de agua de pequeño espesor. En dichas zonas, el desprendimiento ocurre básicamente debido al impacto de la gota de lluvia. Por otro lado, la erosión en los surcos ocurre cuando el flujo está concentrado en senderos a nivel de micro-topografía, y estos tienen suficiente profundidad y pendiente como para generar pequeños canales.

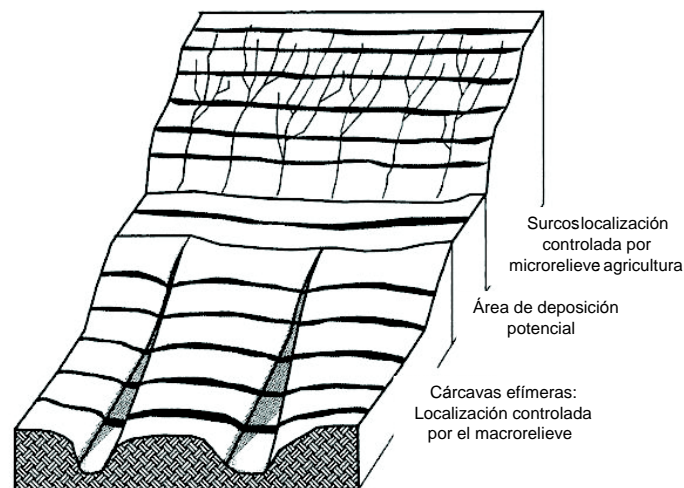


Figura 3.3. Relación entre los procesos de desprendimiento, transporte y sedimentación de los sedimentos.
Fuente: Meyer y Wischmeier (1969)

Si el flujo de agua es persistente y con alta energía erosiva, el agua tenderá a concentrarse formando surcos más profundos denominados cárcavas (**Figura 3.3**), y en dichas áreas el proceso erosivo estará controlado por el macro-relieve. Este tipo de erosión no se produce debido a un solo evento de precipitación, sino debido a varios eventos lo que quiere decir que se produce en el mediano plazo (**Figura 3.4**). El desprendimiento del suelo en los canales generados por el macro-relieve es ocasionado básicamente por los esfuerzos cortantes del flujo canalizado y por la falla de los taludes.

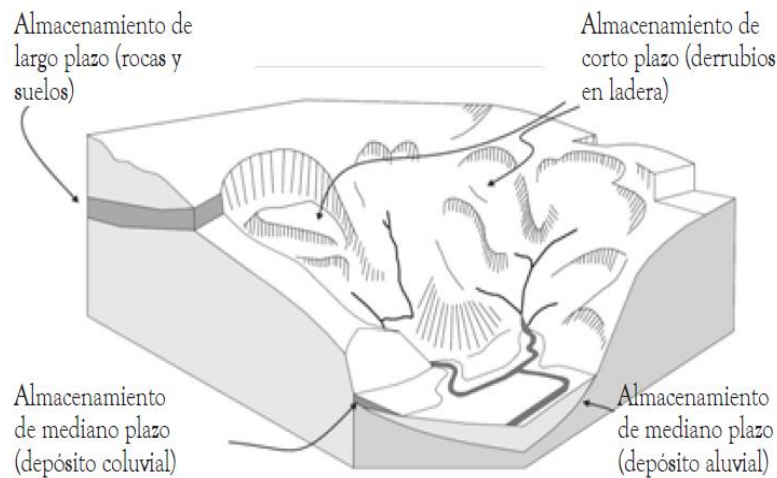


Figura 3.4. Tipos de erosión según la escala de tiempo.

Fuente: Montoya (2008)

La erosión causada en las laderas tiende a depositarse en los cauces a mediano y largo plazo (ver **Figura 3.4**). Pero en éstos también se puede producir erosión tanto en márgenes (*local bank erosion*) como en el lecho (*erosión por flujo*) (ver **Figura 3.4**).

En las cuencas urbanas de cabecera interesa principalmente la erosión de las zonas de ladera, donde la erosión se puede dividir en zonas de surcos y zonas entresurcos. Sin embargo la mayoría de los modelos realizan la modelación de estos dos tipos de erosión de forma conjunta por la dificultad de establecer dónde se produce la una o la otra.

La erosión en los surcos será causada principalmente por el proceso denominado Desprendimiento por flujo (D_f) o erosión hidráulica (e_h , *hydraulic erosion*), causado por el flujo de escorrentía. En las áreas entresurcos el desprendimiento está causado por el impacto de las gotas de lluvia denominado desprendimiento por Impacto (D_i) y por el desprendimiento por flujo.

Adicionalmente, en dichas zonas las precipitaciones individuales son las principales causantes de la erosión y por lo tanto su estudio suele fundamentarse en la revisión de eventos aislados de precipitación, especialmente aquellos que presentan altas intensidades y/o corta duración.

3.2.1 PROCESOS EROSIVOS Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

Desprendimiento del suelo por impacto

Al iniciarse un evento de precipitación, el impacto de las gotas de lluvia sobre la superficie de la cuenca causa el *desprendimiento* del suelo (ver **Figura 3.5**) en mayor o menor medida

dependiendo de las características topográficas, de los suelos y del tipo y cantidad de cobertura vegetal presente en la cuenca.

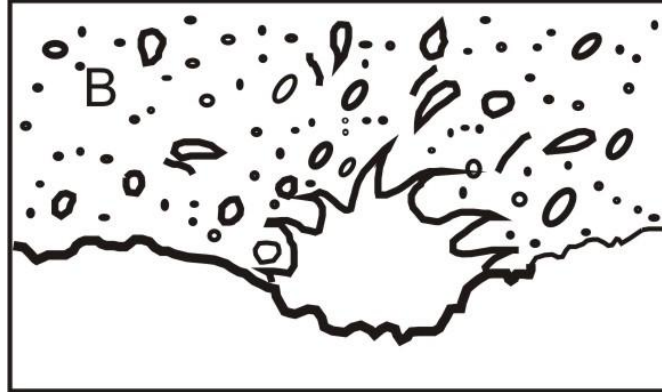


Figura 3.5. Desprendimiento del suelo causado por el impacto de la gota de lluvia.

Fuente: www.rolf-derpsch.com

El suelo desprendido debido al impacto se va sedimentando sobre el suelo original creando la carga de fondo o “*bed load*” (mt^* , ver **Figura 3.6 Izquierda**), hasta que se inicia el encharcamiento. Cuando esto se produce, el suelo desprendido además de sedimentarse en el fondo puede, dependiendo de su peso, quedar suspendido en el flujo (Ver **Figura 3.6 derecha**). De manera, que el inicio del encharcamiento representa un tiempo importante dentro del proceso de modelación, puesto que se inicia el segundo de los grandes procesos descritos por Meyer y Wischmeier, el *Transporte*, en este caso el transporte del material fino definido como q_s en la **Figura 3.6 derecha**. La cantidad de material que puede transportar el flujo de calado, h y velocidad v , estará determinado por la Capacidad de Transporte CT como se observa en la **Figura 3.6 derecha**.

El desprendimiento por impacto, D_i , continúa con la precipitación hasta que la profundidad del agua es mayor a la capacidad de penetración de la gota (ésta se define como la altura máxima de penetración o h_m) o hasta que la capa original es cubierta totalmente por una nueva capa con material desprendido (en este modelo se considera que el material desprendido tendrá un coeficiente de erosionabilidad diferente al del suelo original). En este último caso se inicia el re-desprendimiento por impacto (Definido por Hairsine y Rose, 1991), D_{ri} , (ver **Figura 3.6 izquierda**), el que también será controlado por la profundidad del flujo.

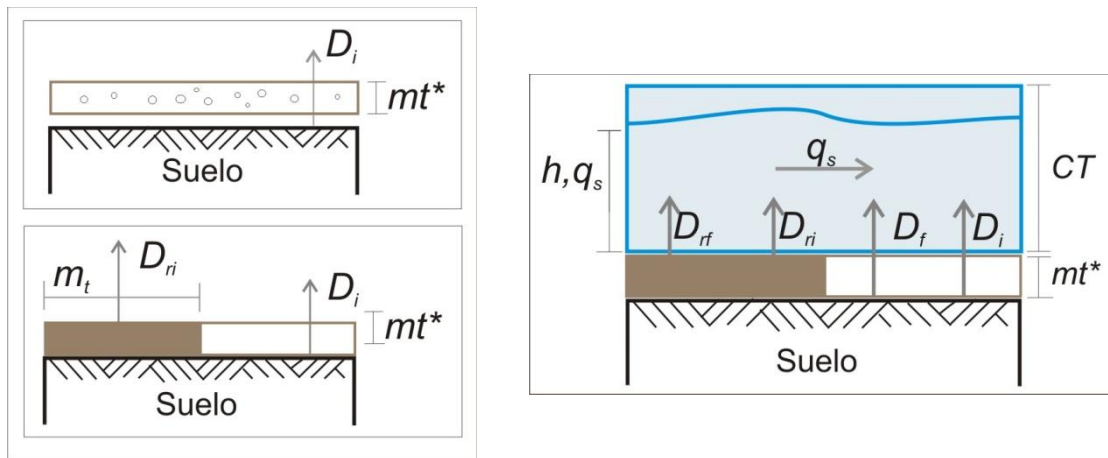


Figura 3.6. *Izquierda:* Inicio del proceso de desprendimiento. **Derecha:** Procesos completas de desprendimiento por impacto y por flujo
Fuente: Adaptado de Nord y Esteves (2005)

Algunas de las formulaciones desarrolladas para determinar el desprendimiento por impacto (D_i) y el re-desprendimiento por impacto (D_{ri}), se presentan a continuación:

Meyer y Wischmeier (1969)

$$D_i = S_{DR} \cdot A \cdot P^2 \tag{3.1}$$

Donde S_{DR} es un Coeficiente definido por las características del suelo en cuanto a la susceptibilidad de ser disgregado por las gotas de lluvia, A es el área de la sección transversal al flujo (m^2) y P la intensidad de la lluvia media en el intervalo de tiempo considerado (mm/hr).

Foster y Meyer (1975)

$$D_i \propto P^2 \tag{3.2}$$

KINEROS2 (Woolhiser et al., 1990)

$$D_i = c_f \cdot K(h) \cdot P \cdot q \tag{3.3}$$

$$K(h) = \exp(-c_h \cdot h)$$

Donde c_f es una constante de calibración, $K(h)$ es un factor de reducción que representa la reducción en la erosión por impacto causada por el incremento de la profundidad de la lámina de agua. $K(h)$ toma el valor de 1 al inicio de la precipitación y llega a 0 para flujo profundo (en la literatura sobre el modelo no se indica cómo determinan cuándo llega a cero). Tanto c_f como $K(h)$ siempre son positivos, q representa el exceso de precipitación. El parámetro c_h representa la eficacia de

amortiguación de la superficie del agua, y no varía ampliamente, mientras que h representa la altura de la lámina de agua.

Raavendra y Mathur (Raaveendra y Mathur, 2007)

$$D_i = \begin{cases} \xi_I \cdot K \cdot C \cdot P^b \cdot \left(1 - \frac{h}{h_m}\right) \cdot (2,96 \cdot S^{0,79} + 0,56), & h < h_m \\ 0, & h \geq h_m \end{cases} \quad 3.4$$

Donde ξ_I es el Coeficiente de desprendimiento por impacto el cual es un factor calibrable, K es el coeficiente de erosionabilidad del suelo de la USLE, C es el coeficiente de cobertura del suelo de la USLE, h la altura de la lámina de agua (m), b es un exponente que varía entre 1 y 2, h_m la máxima profundidad de penetración de una gota (mm) definida como tres veces la mediana del tamaño de la gota de lluvia, y S la pendiente de fondo. h_m es definida por la siguiente ecuación:

$$h_m = 3(2,23 \cdot P^{0,182}) \quad 3.5$$

Hairsine y Rose (Hairsine y Rose, 1991, Hairsine y Rose, 1992)

$$D_i = (1 - H)p_i a P \quad 3.6$$

$$D_{ri} = H \frac{m_i}{m_t} a_d P \quad 3.7$$

Donde H es la fracción de la superficie del suelo cubierta por el material recientemente depositado definida como $H = \min(m_t/m_t^*, 1)$, m_t es la cantidad de sedimento total depositado en masa por unidad de área (Kg/m²) donde $m_t = \sum m_i$, m_t^* Masa de sedimento depositado requerida para cubrir el suelo original totalmente (Kg/m²), p_i es la proporción de suelo de clase i en el suelo original, a y a_d son coeficientes adimensionales de erosionabilidad del suelo original y desprendido respectivamente.

Todas las ecuaciones planteadas anteriormente dependen de la Intensidad de Precipitación multiplicadas por algún factor de calibración que varía considerablemente según el modelo adoptado. El modelo de Meyer y Wischmeier, aunque planteó la formulación de la cual se desprenden casi todos los modelos posteriores, conlleva a concentraciones poco realistas en las fronteras aguas arriba (Woolhiser et al., 1990) por lo que se abandonó rápidamente su uso. Sin embargo modelos posteriores permiten corregir esto, introduciendo el concepto de la altura máxima de penetración como se observa en los planteamientos del modelo **KINEROS2**, o el de Raavendra y Mathur. Por otra parte el modelo de Hairsine y Rose

es físicamente más completo puesto que incluye la definición del re-desprendimiento por impacto, proceso que había sido advertido anteriormente, pero para su aplicación supone la inclusión de parámetros adicionales y para su obtención se requiere conocer la masa depositada convirtiéndolo en un modelo implícito que no se puede resolver directamente. Esto dificulta notablemente su implementación en los modelos de base física.

Desprendimiento por flujo

Existe otro mecanismo erosivo, denominado desprendimiento por flujo, D_f (también denominado *hydraulic erosion* e_h), que es ocasionado por la fuerza del flujo ejercida sobre las partículas del lecho inicialmente. Este desprendimiento es controlado por la resistencia límite de las partículas del suelo a ser desprendida, que suele determinarse en términos del esfuerzo de corte crítico, aunque existen otros métodos. Igual que en el caso anterior, el suelo desprendido será transportado mientras el flujo tenga *Capacidad de Transporte*. Este tipo de desprendimiento es dominante en flujos rápidos, de modo que ha sido objeto de numerosas investigaciones y por tanto en la literatura se encuentra una gran cantidad de formulaciones matemáticas para su determinación.

Por otra parte, si la capa de suelo analizada es cubierta totalmente por la masa de sedimentos, el desprendimiento por flujo ya no puede ocurrir sobre dicha capa, pero será desprendida la nueva capa depositada, que tendrá menor resistencia al arrastre porque el suelo ha perdido su cohesividad natural. Esta erosión es denominada re-desprendimiento por flujo, D_{rf} . (ver **Figura 3.6**).

Para estimar estos tipos de desprendimiento se encuentran cuatro clases de formulaciones:

- | | |
|---|--------------------------------------|
| a) Las fundamentadas en el caudal | $D_f \propto S^\alpha \cdot Q^\beta$ |
| b) Las fundamentadas en el esfuerzo cortante | $D_f \propto \tau^\delta$ |
| c) Las fundamentadas en la energía de corte y | |
| d) Las fundamentadas en la concentración. | |

A continuación se presenta un resumen de cada tipo de formulación:

A. Fundamentadas en el Caudal

Estos métodos utilizan la descarga unitaria para determinar el transporte de la carga de fondo. Un tipo de ecuación de este tipo sería la formulada por Meyer y Wischmeier, como se observa en la ecuación 3.8.

$$D_f = S_{DF} \cdot A \cdot \frac{Q_I^{2/3} \cdot S_I^{2/3} + Q_F^{2/3} \cdot S_F^{2/3}}{2} \quad 3.8$$

Donde S_{DF} es un coeficiente definido por las características del suelo en cuanto a su susceptibilidad a ser desprendido por la escorrentía o coeficiente de erosionabilidad del suelo, A es el área superficial (m^2), Q es el caudal inicial y final respectivamente (m^3/s) y S la pendiente. Los subíndices I y F hacen referencia a la sección transversal inicial y final del volumen considerado, respectivamente.

Varios modelos se fundamentan en este tipo de formulación como es el caso del programa **CASC2D-SED**, el cual utiliza el modelo de Kilinc y Richardson (1973) ajustado de acuerdo a Julien (Rojas et al., 2003):

$$D_f = 23.210 \cdot S^{1.66} \cdot q^{2.035} \cdot \frac{K}{0.15} \cdot C \cdot P \quad 3.9$$

Donde S es la pendiente del fondo, q es el caudal unitario (m^2/s), K es el factor de erosionabilidad de suelo de la USLE (considerado adimensional en este método), C el factor adimensional de cobertura y P el factor de prácticas de conservación de la USLE. Esta formulación también es utilizada en **TETIS-SED**, ya que este modelo integra la formulación de **CASC2D-SED**.

B. Fundamentadas en el esfuerzo cortante

Es probablemente la relación más común para determinar el desprendimiento por flujo y está fundamentado en el exceso de esfuerzo de corte sobre un valor crítico aplicado por el flujo. El modelo más básico es el de Foster y Meyer (1972) (Ecuación 3.10), que ha sido modificado para incluir otros parámetros del terreno, como el de Raavendra y Mathur (2007) que se muestra en la ecuación 3.11:

$$D_f = K_r \cdot \tau^{3/2} \quad 3.10$$

$$D_f = \xi_F \cdot C \cdot K \cdot \tau^{1.5} \quad 3.11$$

Donde K_r es el Coeficiente de erosionabilidad del suelo por flujo ($Kg/m^2.s$), K es el mismo factor pero determinado según la metodología de la USLE ($Kg.h/N.m^2$) (Raaveendra y Mathur, 2007), τ es el esfuerzo cortante del flujo ($kg/m.s^2$) determinado como

$\tau = \gamma_w \cdot R_h \cdot S$, ξ_f es un Factor de calibración adimensional de desprendimiento por flujo, C el factor adimensional de cobertura del suelo según la USLE.

Por otra parte la formulación más utilizada presenta la forma que se muestra en la Ecuación 3.12.

$$D_f = K \cdot (a\tau - \tau_c)^b \quad 3.12$$

Donde K es un factor de erosionabilidad del suelo (s/m), τ_c es el esfuerzo de corte crítico que permite el inicio del movimiento de los sedimentos (Kg/m.s²), y a y b son constantes. Los valores de K , a , b y τ_c deben ser determinados empíricamente. En muchos casos a y b son asumidos como 1 ó valores cercanos a 1 (Govers et al., 2007). El valor de τ_c es específicamente difícil de obtener porque es uno de los parámetros menos comprendidos y depende de otras variables diferentes a las propiedades del suelo (Govers et al., 2007). Como se observa, las dos primeras ecuaciones son un caso de la ecuación 3.11, cuando $\tau_c = 0$.

La ecuación 3.12 ha sido utilizada en diferentes modelos computacionales como (Foster et al., 1995, Nearing et al., 1989), **KYERMO** (Hirschi y Barfield, 1988aa, 1988bb), **CREAMS** (Foster et al., 1981) y **PRORIL** (Lewis et al., 1994a, 1994b) (Govers et al., 2007).

Otros modelos como **SHETRAN** (Wicks y Bathurst, 1996) utilizan una modificación de dicha ecuación:

$$D_f = K_r \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right) \text{ para } \tau > \tau_c \quad 3.13$$

Donde el esfuerzo crítico, τ_c , es estimado a partir de la curva de Shields extendida por Mantz (1977) (Lukey et al., 1995).

C. Fundamentadas en la Energía del flujo

Es una aproximación similar a la del esfuerzo cortante, pero considerando otro parámetro hidráulico que es la Potencia del flujo. Elliot y Laflen (1993) desarrollaron una relación empírica para este tipo de erosión:

$$D_f = K_r \cdot (\Omega - \Omega_{cr}) \quad 3.14$$

Donde la potencia de flujo es determinada como $\Omega = \tau \cdot v = \rho_w g S_f q$, v es la velocidad del flujo (m/s), Ω la Potencia de flujo (Kg/s³) y Ω_{cr} es la potencia crítica de flujo (Kg/s³). El K_r es un factor de calibración.

Otro modelo fundamentado en la potencia de flujo es el propuesto por Hairsine y Rose (1991, 1992a, 1992b).

$$D_f = (1 - H)p_i \frac{F(\Omega - \Omega_{cr})}{J} \quad 3.15$$

Donde $H = \min(m_t/m_{t*}, 1)$ representa el grado de acorazamiento proveído por la capa de suelo sedimentada, cuya masa total es la sumatoria de las masas depositadas por cada porción de suelo tipo i $m_t = \sum m_i$, p_i es la proporción de suelo de tipo i , F es la fracción del exceso de potencia que se utiliza en el desprendimiento o re-desprendimiento, generalmente se considera $\cong 0.1$ (valor de referencia), J es la Potencia de la corriente necesaria para desprender una unidad de masa del suelo y Ω y Ω_c son la potencia de flujo y crítica respectivamente. Adicionalmente, Hairsine y Rose proponen determinar el re-desprendimiento del suelo depositado utilizando también la potencia de flujo, como se muestra en la ecuación 3.16.

$$D_{fr} = \frac{m_i}{m_t} \left(\frac{\Omega - \Omega_{cr}}{h} \right) \left(\frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} \right) \left(\frac{HF}{g} \right) \quad 3.16$$

Donde h es la altura de la lámina de agua (m), ρ_s y ρ_w las densidades del sedimento y del agua respectivamente (kg/m^3) y g la aceleración de la gravedad (m/s^2).

Relación Desprendimiento – Capacidad de Transporte

Todos los modelos enunciados hasta ahora consideran los procesos de desprendimiento independientes de la carga de sedimentos presente en el flujo. En este tipo de modelos se asume una descarga constante a través de una pendiente lineal, la descarga de sedimentos se incrementará linealmente a medida que se avanza aguas abajo hasta que se alcanza la capacidad de Transporte.

En contraposición a este tipo de modelos Foster y Meyer (1972) proponen un modelo de acoplamiento desprendimiento – transporte de primer orden, en el que la tasa de desprendimiento D_f es proporcional a la diferencia entre la Capacidad de Transporte CT y la carga de sedimentos, qs . Este tipo de modelos son de la forma:

$$D_f = \frac{dqs}{dx} = \alpha(CT - qs) \quad 3.17$$

$$D_f = D_c \left(1 - \frac{qs}{CT} \right) \quad 3.18$$

Donde D_f es la tasa de desprendimiento ($kg/m^2.s$), D_c es la capacidad de desprendimiento ($kg/m^2.s$) y α es una constante de control (m^{-1}).

Actualmente algunos modelos tienen en cuenta el efecto de la carga de sedimentos sobre el desprendimiento, entre los que indican Govers et al. (2007): **PRORIL, WEPP, KYERMO Y SHETRAN.**

D. Fundamentadas en la Concentración

Otros modelos como **EUROSEM** y **LISEM** comparan la concentración de sedimentos con la Capacidad de transporte, donde esta última es estimada utilizando la ecuación empírica de Govers (1990) basada en la potencia de flujo. La tasa de desprendimiento también es estimada en función del déficit en la **CT** (Govers et al., 2007):

$$D_f = \beta \cdot w \cdot (CT - C_s) \quad 3.19$$

Donde β es un coeficiente de eficiencia del desprendimiento, w es el ancho del flujo y C_s es la concentración de sedimentos en el flujo en el momento de análisis.

KINEROS2 incorpora un modelo similar al modelo de Govers (1990) pero utilizando diferentes coeficientes de calibración.

$$D_f = c_g \cdot A \cdot (C_m - C_s) \quad 3.20$$

Donde C_m es la concentración de sedimentos asociada a la Capacidad de Transporte, C_s la concentración de sedimentos actual, c_g un coeficiente de transferencia (s^{-1}). Cuando se presenta sedimentación c_g es igual a la velocidad de asentamiento de las partículas dividida por el calado h , y este valor puede ser utilizado como un valor límite.

Existe gran cantidad de estudios experimentales que demuestran que el desprendimiento por flujo puede ser relacionado con el exceso de esfuerzo cortante como los mencionados en el estudio realizado por Govers et al. (2007): “Van Liew y Saxton, (1983), Brown y Norton, (1994), Franti et al., (1996a, 1996b), Nearing et al.,(1999)”, pero también existen estudios que indican que existe mejor relación entre el desprendimiento por flujo y la potencia de flujo como por ejemplo los realizados por Nearing et al.,(1990), Zhang et al.,(2003) según documentan Govers et al., (2007).

En otro estudio de Giménez y Govers (2002) se concluye que aunque la Potencia de Flujo es un buen predictor del desprendimiento, su calibración no es sencilla ya que no se puede acomodar a las variaciones de la velocidad del flujo inducidas por ejemplo por diferentes geometrías del lecho o rugosidades. Por el contrario, dichos autores demuestran que el esfuerzo cortante es capaz de describir los efectos de la rugosidad del lecho, las variaciones de la geometría y la presencia de vegetación o residuos sí se realizan las correcciones adecuadas.

En conclusión, se puede afirmar que el esfuerzo cortante es una variable más “universal” que otras variables hidráulicas (Giménez y Govers, 2002).

3.2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Una vez el suelo es desprendido, el sedimento es transportado aguas abajo primordialmente por el flujo de agua, aunque también puede ser transportado por el impacto de las gotas de lluvia (zona derecha de la *Figura 3.2*). El transporte por impacto suele ser muy poco representativo dentro de los procesos de transporte, de modo que normalmente es despreciado. La escorrentía del caudal sólido y su transporte aguas abajo ocurre desde que la intensidad de precipitación excede la tasa de infiltración. Por esta razón, la erosionabilidad del suelo decrece a medida que la tasa de infiltración se incrementa. Una vez empieza la escorrentía, la cantidad y el tamaño del material transportado se incrementa con la velocidad del flujo de agua.

Muchos algoritmos que describen los procesos del transporte de sedimentos han sido desarrollados e incorporados en los modelos de base física. La mayor parte de estos algoritmos están fundamentados en el concepto de Capacidad de Transporte. Como ya se indicó, la *Capacidad de Transporte* es la capacidad que tiene el flujo para transportar los sedimentos. A pesar de esta limitación también se debe limitar la cantidad de sedimento que se puede erosionar o si no el modelo continuaría erosionando ilimitadamente lo que puede resultar irreal.

En la *Figura 3.7*, se muestra que la producción de sedimentos y la capacidad de transporte presentan un comportamiento inverso. Al principio la capacidad de transporte es alta pero la provisión de sedimentos es baja de modo que el proceso de erosión está limitado

por la producción de sedimentos (*Supply limited*). Una vez superado el punto de equilibrio, el flujo sólido estará controlado por la Capacidad de transporte (*Transport Limited*).

La mayor parte de los algoritmos de Capacidad de Transporte fueron desarrollados para drenajes aluviales y han sido adaptados para flujos superficiales poco profundos. Para flujos aluviales se reconocen dos tipos de movimiento: el flujo de fondo (*“bed load”*) y el flujo suspendido (*“suspended load”*) y dos tipos de flujo sólido según el tamaño de la partícula: flujo de lavado o *“wash load”* y carga de sedimentos de fondo o *“bed Sediment load”*. La suma del flujo de lavado, el flujo de material suspendido y la carga de fondo suponen la totalidad del flujo de sedimentos (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

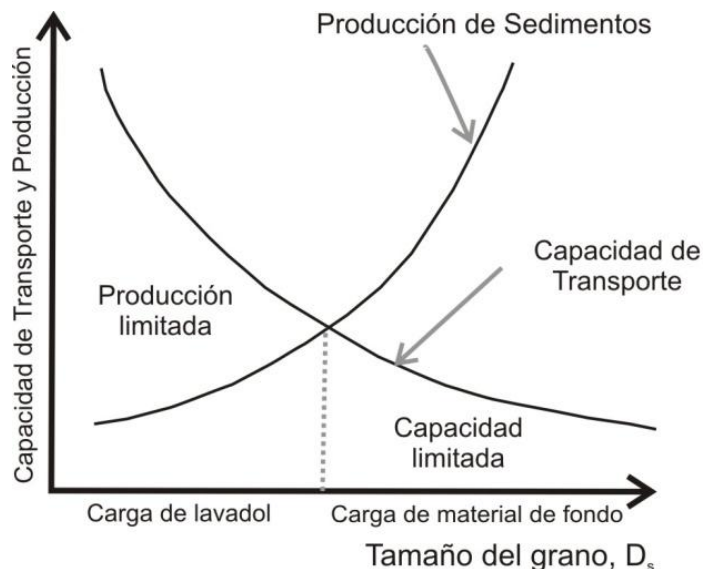


Figura 3.7. Curvas de Capacidad de Transporte versus Producción de sedimentos.
Fuente: Julien (1998)

Estas definiciones son muy importantes porque en flujos aluviales dichos flujos pueden ser diferenciados claramente, pero no así en flujos superficiales poco profundos donde las partículas en general son muy homogéneas y además el flujo es muy superficial no distinguiéndose un flujo de fondo como tal. Por tanto, se utilizan las formulaciones para carga en suspensión o las formulaciones para carga total para estimar la producción de sedimentos en flujos urbanos.

Para carga en suspensión existen algunas formulaciones empíricas directas que están definidas a través de la Capacidad de transporte como se indicó anteriormente. Dichos

algoritmos se revisarán más adelante. Por otra parte, más recientemente se han planteado las ecuaciones de continuidad de masa (o ecuaciones de advección – difusión) para modelar el transporte de sedimentos en suspensión (que corresponde al material más fino) (Julien, 1998, American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

Para plantear la ecuación de continuidad de masa se toma como referencia un volumen de control como el que se muestra en la **Figura 3.8**. En dicho volumen las entradas de sedimentos menos las pérdidas deben ser iguales a la variación de almacenamiento de sedimento en dicho volumen.

$$V = \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} dx + h \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot dx \approx h \cdot dx \tag{3.21}$$

La cantidad de sedimento presente en el volumen de control se obtiene multiplicando el volumen de agua **V** por la concentración másica de sedimentos **C**. La variación en la masa de sedimento en un infinitesimal de tiempo se expresa como:

$$\frac{\partial(C \cdot h \cdot dx)}{\partial t} dt \tag{3.22}$$

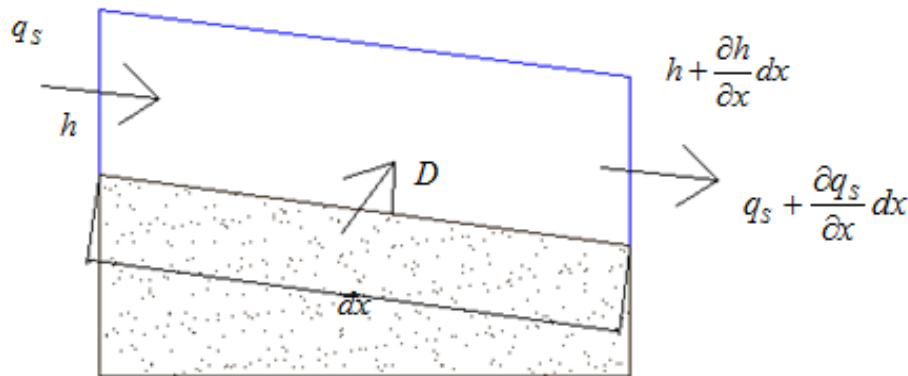


Figura 3.8. Esquema de la producción de sedimentos en un volumen de control.

Fuente: Hernández López (2009)

Si se considera que no se produce sedimentación, las entradas menos las salidas de sedimento en el volumen de control en un diferencial de tiempo se describen con la siguiente expresión:

$$q_s dt + D dx dt - \left(q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) dt = 0 \tag{3.23}$$

Donde **D** es el desprendimiento producido en el terreno (Definido como cualquiera de los procesos que se consideren dominantes como se vio en el ítem 3.1.1, desprendimiento por

impacto y/o por flujo, y re-desprendimiento por impacto y/o por flujo). Operando los términos y aplicando el principio de continuidad en la masa de sedimento se obtiene la ecuación 3.24:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} dxdt + \frac{\partial(q_s/v)}{\partial t} dxdt = Ddxdt \quad 3.24$$

Considerando que el calado es el producto del caudal por el inverso de la velocidad y que la concentración es el producto del caudal sólido unitario por el inverso del caudal, se obtiene la ecuación de gobierno en el proceso erosivo propuesta por Foster y Meyer (1972) y por Bennet (1974).

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial(q_s/v)}{\partial t} = D_f + D_i \quad 3.25$$

Donde q_s es la Carga de sedimentos (masa por unidad de ancho por unidad de tiempo) (Kg/m.s), h la profundidad del flujo (m), D_i el desprendimiento del suelo por impacto (Kg/m²), D_f el desprendimiento o sedimentación del suelo por acción de la escorrentía (Kg/m²) y x y t son las variables independientes de espacio y tiempo.

En la Ecuación 3.25, el término $\partial q_s/\partial x$ representa el cambio en la tasa de flujo de sedimentos a lo largo de la pendiente, y el término $\partial(q_s/v)/\partial t$ representa el cambio en el almacenamiento de sedimentos en el tiempo.

Considerando que $q_s = Q \cdot C$, donde C es la concentración de sedimentos (Kg/m³) la ecuación 3.25 puede ser reescrita de la siguiente manera:

$$\frac{\partial(Q \cdot C)}{\partial x} + \frac{\partial(C \cdot A)}{\partial t} = D_f + D_i \quad 3.26$$

Donde Q es el caudal (m³/s), y A es el área mojada (m²).

Para flujos poco profundos y gradualmente variables, el segundo término puede ser despreciado, resultando así la ecuación de continuidad de la masa para flujo permanente que ha sido ampliamente utilizada (Haan et al., 1994):

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = D_f + D_i \quad 3.27$$

La ecuación de continuidad de masa es la más ampliamente utilizada para la simulación de flujos rápidos, tanto para flujos permanentes como para flujos no permanentes.

Sin embargo, al igual que en la modelación de flujos líquidos, los flujos urbanos deben ser modelados con las ecuaciones del flujo no permanente, para capturar las rápidas variaciones que se producen en la producción de sedimentos debidos a las altas intensidades

de las lluvias. Por otra parte, estas ecuaciones incluyen diferentes procesos erosivos según la relevancia de éstos en el área a analizar. Lo más común es incluir el desprendimiento por flujo, aunque también se puede representar el desprendimiento por impacto. Sin embargo, modelos como el de Hairsine y Rose (1991, 1992, 1992a), proponen incluir los cuatro procesos de desprendimiento.

3.2.3 SEDIMENTACIÓN

Por último, el proceso de sedimentación ocurre cuando la *Capacidad de Transporte* del flujo (**CT**) es menor que la cantidad de suelo disponible para ser transportado (q_s) (Tabla 3.1). La *Capacidad de transporte* es función de la velocidad del flujo, de modo que cualquier cosa que reduce la velocidad del flujo aumenta la sedimentación. El sedimento es depositado comenzando con las partículas más grandes. Las partículas más pequeñas y los finos seguirán hacia aguas abajo, enriqueciendo las zonas bajas con finos, de modo que la distribución de tamaños de las partículas erosionadas tiene un impacto considerable en los procesos de erosión-sedimentación.

Tabla 3.1. Modos de movimiento del sedimento para diferentes casos de la capacidad de transporte del flujo (T_c) y de la carga de sedimentos del flujo (Q_s).

	Caso	Sedimentación	Transporte	Erosión
I	$CT < q_s$	X	X	
II	$CT = q_s$		X	
III	$CT > q_s$		X	X

Fuente: Aksoy y Kavvas (2005)

La capacidad de transporte (**CT**) es definitiva para la definición de la cantidad de sedimentos que puede ser transportada y por tanto la cantidad que puede ser sedimentada. La modelación del transporte y sedimentación de las partículas se puede abordar de dos maneras. En el primer caso, la sedimentación se presenta una vez el caudal sólido q_s , supera la capacidad de transporte **CT**, es decir que se presenta o sedimentación o desprendimiento. En este tipo de modelación la sedimentación se presentará en las partes bajas de la corriente.

De otra parte, otros modelos simulan la ocurrencia de ambos fenómenos de manera paralela. Esto se presenta de esta manera ya que se modelan diferentes tamaños de partículas, por lo que la sedimentación del material grueso puede ocurrir de manera independiente del material fino. Muchos de estos modelos suponen una ecuación diferente para estimar la

sedimentación a partir de cuando la Capacidad de Transporte es superada, por ejemplo la ecuación propuesta por Foster et al., (1995) que se muestra en la ecuación 3.28:

$$d = \frac{\beta \cdot v_s}{q} \cdot (CT - q_s) \quad 3.28$$

Donde d es la tasa de sedimentación ($Kg/m^2.s$), β es un coeficiente de turbulencia inducido por el impacto de la lluvia (en **WEPP** toma el valor de 0.5), v_s es la velocidad de asentamiento del sedimento (m/s), q es el caudal unitario (m^2/s), CT la Capacidad de Transporte ($Kg/m.s$) y q_s la carga de sedimentos ($Kg/m.s$).

Otros modelos que realizan el transporte del sedimento diferenciando tamaños de partículas determinan la sedimentación del material que se encuentra en suspensión de manera independiente del resto de material. Tal es el caso de **SHETRAN**, donde se modela la sedimentación de las partículas finas utilizando la siguiente expresión (School of Civil Engineering and Geosciences. Newcastle University, 1995):

$$d = w \cdot v_s \cdot c_f \cdot \rho_s \cdot \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{dcf}}\right) \text{ si } \tau < \tau_{dcf} \quad 3.29$$

Donde w es el ancho efectivo del canal (m), v_s la velocidad de asentamiento de las partículas (m/s), c_f la concentración de los finos en suspensión (m^3/m^3), ρ_s la densidad de las partículas de sedimentos (kg/m^3), τ el esfuerzo cortante y τ_{dcf} un valor crítico para la ocurrencia de la sedimentación.

Por otra parte, el modelo de Hairsine y Rose (1991,1992a, 1992b) considera el proceso de sedimentación de forma paralela a la ocurrencia de los procesos de desprendimiento. Las ecuaciones utilizadas para modelar el proceso de sedimentación son las siguientes:

$$\frac{\partial(hC_i)}{\partial t} + \frac{\partial(qC_i)}{\partial x} = D_i + D_{ri} + D_f + D_{rf} - d_i \quad 3.30$$

$$\frac{\partial m_i}{\partial t} = d_i - D_i - D_{ri}$$

Donde d_i es la tasa de sedimentación para la partícula i ($kg/m^2.s$), v_{si} es la velocidad de asentamiento de la partícula i (m/s), C_{si} es la concentración de sedimentos para la partículas i (kg/m^3).

Existe mucha controversia sobre la modelación de los procesos de sedimentación y desprendimiento de manera simultánea. Aún no existen estudios concluyentes que indiquen un mejor ajuste utilizando el modelo de Hairsine y Rose, que los resultados obtenidos con el modelo de Foster y Meyer. Aunque Govers et al., (2007) indican que el modelo de Hairsine y

Rose arroja resultados similares a los obtenidos con el modelo de Foster y Meyer, lo que anotan como un ejemplo de que se pueden obtener resultados similares de producción de sedimentos con diferentes variables y parámetros de entrada, basados en los estudios de Merten et al., (2001) y Beuselink et al. (2002). En el mismo estudio, los autores indican que para utilizar el modelo sedimentológico propuesto por Hairsine y Rose es conveniente realizar ajustes utilizando el esfuerzo cortante o la fuerza de corte por unidad de longitud en vez de la potencia de flujo.

CAPACIDAD DE TRANSPORTE

Por otra parte, además de seleccionar el modelo de transporte/ sedimentación, se debe definir la formulación para estimar la Capacidad de Transporte. Como se mencionó anteriormente, se han desarrollado multitud de ecuaciones para determinar la capacidad de transporte de sedimentos para grandes canales y éstas han sido adaptadas para su uso en las cabeceras de cuenca. La selección de ecuaciones dentro de los modelos es un proceso subjetivo. Sin embargo resulta de gran importancia tener claridad sobre el significado de la capacidad de transporte y su uso dentro de cada modelo (Nearing et al., 1994). En cuencas urbanas se deben utilizar las ecuaciones propuestas para estimar la carga suspendida o la carga total.

Existen cuatro aproximaciones básicas para determinar la Capacidad de Transporte de acuerdo a Yang (1996).

- a) Probabilística,
- b) Descarga o velocidad,
- c) Esfuerzo cortante,
- d) Energía del flujo.

a) Probabilística

Esta aproximación relaciona el transporte de la carga de fondo a la actuación de la turbulencia sobre las partículas de sedimento, en el tiempo y el espacio. El movimiento de cada partícula dependerá de la probabilidad de que para un tiempo y ubicación determinadas, las fuerzas aplicadas sean mayores que las fuerzas de resistencia aplicadas a la partícula (Gray y Simoes, 2008). La ecuación de Einstein es la primera ecuación de este tipo que se ha presentado y por tanto la más conocida e

implementada, pero existen otras ecuaciones como son la de Kalinske (1947), Yalin (1963), Toffaleti (1968, 1969), Engelund y Fredsoe (1976), Parker et al. (1982), Van Rijn (1987), Suszka (1991) (Gray y Simoes, 2008). Una tabla resumen de estas metodologías se presentan en el libro *Sedimentation engineering - Processes, measurement, modeling, and practice* de la ASCE, específicamente en el apéndice D, la cual contiene información importante para determinar las ecuaciones más apropiadas al modelo y por tanto es reproducida en el Anexo 2.

Adicionalmente se pueden encontrar descripciones completas de las ecuaciones mencionadas en Shulits y Hill, Jr. (1968), Garde y Ranga Raju (1977), Stelczer (1981), Graf (1984), Bathurst et al. (1987), Yang (1996) y Yang y Huang (2001) (Gray y Simoes, 2008).

Aproximación de Einstein (1942)

Einstein desarrolló una relación probabilística para determinar el transporte de sedimentos, ignorando los efectos de las fuerzas de arrastre sobre la partícula, y asumiendo que una partícula podía ser disgregada del lecho de un canal si la fuerza de elevación excedía el peso sumergido (Haan et al., 1994). Esta metodología fue posteriormente modificada para incluir la carga total de sedimentos, aunque las dificultades iniciales del método persistían. El método era demasiado complejo y los requerimientos de información muy altos para resolver un problema sencillo. Aunque la nueva versión simplificó el método, aún se necesita determinar muestras del lecho, del material suspendido y obtener mediciones de la corriente. Por esta razón estos métodos han sido muy poco utilizados y han aparecido metodologías más simples como las que se muestran a continuación.

b) Descarga o velocidad

Este método utiliza la descarga unitaria como criterio para determinar el inicio del transporte de la carga de fondo. Es el único método que no involucra directamente la profundidad del flujo. Este tipo de ecuaciones han sido criticadas porque se considera que el transporte de sedimentos podría depender de la velocidad del flujo cercano al lecho más que de la velocidad media de flujo. Algunos ejemplos de este tipo de ecuaciones se muestran a continuación:

Formulación de Meyer y Wischmeier (1969)

$$CT = S_{DF} \cdot Q^{2/3} \cdot S^{2/3} \quad 3.31$$

Donde **CT** es la capacidad de transporte por unidad de ancho de la celda (Kg/m.s), **S_{DF}** es un coeficiente definido por las características del suelo en cuanto a su susceptibilidad a ser transportado por la escorrentía, **Q** Caudal de transporte (m³/s) y **S** Pendiente del curso de agua (m/m).

Formulación de Raavendra y Mathur (2007)

$$CT = \begin{cases} \xi_{tc} \cdot C \cdot S \cdot q^{0.5}, & q \leq 0,046 \text{ m}^2 \cdot \text{min}^{-1} \\ 101,4 \cdot \xi_{tc} \cdot C \cdot S \cdot q^2, & q > 0,046 \text{ m}^2 \cdot \text{min}^{-1} \end{cases} \quad 3.32$$

Donde **C** es el Factor de cobertura de la USLE y **ξ_{tc}** un coeficiente de calibración (Kg/m), **S** es la pendiente y **q** la descarga unitaria.

c) Esfuerzo cortante

Asume que la capacidad de una corriente de transportar sedimento varía directamente con el esfuerzo cortante que actúa sobre el lecho, o con la diferencia entre el esfuerzo cortante que actúa sobre las partículas del lecho y el esfuerzo cortante crítico que causa el inicio del movimiento. La mayor dificultad de este método está en determinar el esfuerzo cortante que efectivamente actúa sobre el lecho y en la determinación del valor crítico.

Existen numerosas formulaciones de este tipo como las que citan Graf y Simoes: Du Boys (1879), Schoklitsch (1934), Shields (1936), Meyer-Peter y Müller (1948), Frijlink (1952), Graf y Acaroglu (1968), Paintal (1971), Smart (1984), Damgaard et al. (1997). Un resumen de las características de estas se presenta en la tabla del Anexo 2.

d) Energía del flujo.

En esta aproximación se considera la energía del flujo y la energía necesaria para transportar los sedimentos. También puede presentarse utilizando el trabajo realizado por el flujo de agua y la tasa de transporte de sedimentos o utilizando el balance de fuerzas ejercidas sobre la partícula. En este grupo de ecuaciones se encuentran las formulaciones de Bagnold (1956, 1966), Yalin (1963, 1972), Engelund y Hansen (1967), Ackers y White (1973), Yang (1973, 1979), Bagnold (1980), Brownlie (1981), Van Rijn (1984b, 1984a), Yang (1984), Yang et al. (1996).

Determinación de la ecuación indicada para la Capacidad de Transporte:

No existe una metodología única para seleccionar la ecuación apropiada a las condiciones de aplicación, pero se debe tener en cuenta que el rango de aplicación de la ecuación seleccionada debe ser similar a las condiciones reales (parámetros hidráulicos y sedimentológicos). Sin embargo, muchas de las ecuaciones propuestas no presentan sus rangos de validez lo que dificulta su utilización. En dichos casos, se deben proponer varias ecuaciones con las cuales se puedan realizar comparaciones de comportamiento entre cada una de ellas.

Algunos autores han realizado comparaciones de los rangos de validez de las ecuaciones, y a partir de allí han realizado recomendaciones sobre su utilización. En el Anexo 2 se transcribe una tabla resumen de los estudios recogidos en Gray y Simoes (2008):

Por otra parte, Yang y Huang (2001), realizaron un análisis sistemático de 3.391 datos de estudios realizados en cauces fluviales y en laboratorio, y concluyeron lo siguiente:

- Las fórmulas de transporte de sedimentos basadas en las tasas de disipación de energía o conceptos de potencia son superiores a aquellas basadas en otros conceptos.
- Las fórmulas de Yang (1973, 1979, 1984) son las más robustas y las menos sensibles a las variaciones de las siguientes variables: la profundidad relativa, el número de Froude, la velocidad de corte adimensional, la Potencia de flujo unitaria adimensional y la concentración de sedimentos.
- Todas las ecuaciones a excepción de las ecuaciones de Engelund y Hansen (1967) y Yang (1973, 1979, 1984) deberían ser limitadas a su aplicación en flujos subcríticos.
- Las fórmulas de Einstein (1950) para la carga de fondo y la carga de material de fondo de 1950, así como las de Meyer-Peter y Müller (1948) y de Toffaleti (1968) no son tan ajustadas como aquéllas basadas en la Potencia.

Adicionalmente, Yang (1996) hace las siguientes recomendaciones de uso:

- Meyer-Peter y Müller (1948) si el material del lecho es $> 5\text{mm}$.
- Einstein (1950) si la carga de fondo es un parte importante de la carga total.
- Toffaleti (1968, 1969) para grandes ríos con lecho de arena.
- Colby (1964) para ríos con profundidades menores a 10 ft.
- Shen y Hung (1972) para corrientes muy pequeñas o ensayos de laboratorio.

- Karim y Kennedy (1990) para ríos naturales con un amplio rango de variación de las condiciones del flujo y los sedimentos.
- Yang (1973) para el transporte de arenas en corrientes de laboratorio y ríos naturales; La de Yang (1979) para el transporte de arenas cuando la potencia unitaria crítica para el inicio del movimiento puede ser despreciada.
- Parker (1990) o Yang (1984) para el transporte de gravas.
- La ecuación modificada de Yang (1996) para flujos altamente concentrados cuando la carga de lavado inicial o la concentración del material fino es muy alto.
- La ecuación de Engelund y Hansen (1967) o la de Ackers y White (1973), para flujos subcríticos en la parte baja de la cuenca
- Laursen (1958) para corrientes de laboratorio o ríos poco profundos con arenas finas o limos gruesos.
- Meyer-Peter y Müller (1948) para la carga de fondo y la de Einstein modificada para carga en suspensión para obtener la carga total.

Por último, según citan Graf y Simoes (2008), la ASCE (1982) realizó un ranking basado en una serie de 40 estudios de campo y 165 juegos de datos de laboratorio y presentaron las 8 primeras ecuaciones con mejor comportamiento para el transporte de sedimentos, que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.2. 10 Primeras ecuaciones para la Capacidad de Transporte listadas desde la más robusta.
Fuente: Graf y Simoes (2008)

Posición	Ecuación	Tipo
1	Yang (1973)	Bed-material load
2	Laursen (1958)	Bed-material load
3	Ackers y White (1973)	Bed-material load
4	Engelund y Hansen (1967)	Bed-material load
5	Bagnold (1956)	Bed load
6	Meyer-Peter y Müller (1948) y Einstein (1950)	Bed-material load
7	Meyer-Peter y Müller (1948)	Bed load
8	Yalin (1963)	Bed load

Teniendo en cuenta las conclusiones obtenidas por los diferentes autores y que en cuencas urbanas de cabecera el sedimento producido es de tamaño reducido, se puede concluir que se debe utilizar una formulación basada en el concepto de energía ya que estas son más robustas y permiten el cálculo de la carga total.

De las ecuaciones del ranking de la ASCE, las de Yang (1973), Ackers y White (1973), Engelund y Hansen (1967), Bagnold (1956) y la de Yalin (1963) se basan en este concepto. De éstas, la de Engelund-Hansen está fundamentada en la de Bagnold, de modo que al utilizar la primera de alguna manera se está utilizando Bagnold. Estas cuatro ecuaciones han sido ampliamente utilizadas en los modelos de erosión en pequeñas cuencas (**SHETRAN, KINEROS2, CASC2D-SED, TETIS-SED** en canales), destacándose las de Engelund y Hansen y Yang, mientras que las ecuaciones de Yalin (1972, 1963) se utilizan para tamaños de partículas específicos, por ej. $D > 0,1$ mm (**ANSWERS, DWSM**).

A continuación se presentan dichas ecuaciones un poco más detalladas:

Formulación de Yalin (1963)

El método ha sido ampliamente utilizado en pequeños canales y fue desarrollado a partir del análisis dimensional, asumiendo que el incremento en la tasa de transporte es debido al movimiento promedio de las partículas que se desplazan saltando y no al número de las partículas. El modelo se restringe a tamaños uniformes de partículas y no prevé el efecto de formas presentes en el lecho del cauce (Haan et al., 1994).

$$C_{max} = 0,635 \cdot D \cdot u_* \cdot S_s \cdot \frac{A}{u \cdot h} \left[1 - \frac{1}{\sigma} \ln(1 + \sigma) \right]$$

$$A = \frac{Y}{Y_c} - 1, \text{ para } Y > Y_c \tag{3.33}$$

$$B = 2,45 \cdot (S_s)^{-2/5} \cdot Y_c^{1/2}$$

$$\sigma = A \cdot B$$

Donde C_{max} es la Concentración de sedimentos a la Capacidad de transporte (m^3/m^3), u_* la velocidad de corte definida como \sqrt{ghS} (m/s), Y la Tensión de corte adimensional $Y = \tau / [(\rho_s - \rho)gd]$, Y_c la Tensión adimensional de corte crítica, adimensional $Y_c = \tau_c / [(\rho_s - \rho)gd]$, D el Diámetro de las partículas (m), g la Aceleración de la gravedad (m/s^2), S_s la Gravedad específica de la partícula $=\gamma_s/\gamma_w$, y ρ_s la Densidad del sedimento (Kg/m^3).

Formulación de Engelund y Hansen (1967)

El modelo de Engelund – Hansen se basa en el concepto de Potencia unitaria de Bagnold y el principio de semejanza, obteniendo una formulación para definir la concentración por peso del cauce así como el material suspendido (Julien, 2010, American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

$$C_{max} = 0.05 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} \right) \frac{u \cdot S}{\sqrt{(\gamma_s - 1) \cdot g \cdot d}} \left(\frac{R_h \cdot S}{(\gamma_s - 1) \cdot d} \right) \tag{3.34}$$

Donde C_{max} es la concentración máxima de sedimentos en unidades de masa por unidad de masa total del agua (Kg/Kg), u la velocidad media de la corriente (m/s), d es el diámetro de la partícula (m), γ_s es el peso específico de la partícula ($Kg/m^2 \cdot s^2$), g la gravedad (m/s^2), R_h es el radio hidráulico (m).

Este método no tiene valores límite para el inicio del movimiento, de modo que puede calcular concentraciones para tamaños de partículas mayores que en el movimiento inicial (Julien, 2010).

Formulación de Ackers y White (1973)

Ackers y White, postularon que solamente una parte del esfuerzo cortante ejercido sobre el lecho es efectivo en causar el movimiento del sedimento más grueso. En el caso de sedimentos finos la carga suspendida predomina y el esfuerzo total contribuye al movimiento del sedimento (Julien, 1998).

$$C_{max} = \frac{D \cdot C_p}{h} \left(\frac{u}{u_*} \right)^n \left(\frac{F_g}{A_p} - 1 \right)^m$$

$$F_g = \frac{u_*^n}{\sqrt{Dg(S_s - 1)}} \left[\frac{u}{\sqrt{32} \cdot \log(10h/d)} \right]^{1-n} \quad 3.35$$

$$d_g = D \left[\frac{g(S_s - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3}$$

Donde C_{max} es la concentración máxima de sedimentos en unidades de masa por unidad de masa total del agua (Kg/Kg), m , n , C_p , son coeficientes, F_g un parámetro de movilidad de la partícula, y ν es la viscosidad cinemática (m^2/s).

Los coeficientes n , A_p , m y C_p dependen del diámetro adimensional de la partícula d_g así:

Para $1 < d_g \leq 60$

$$n = 1 - 0,56 \log d_g$$

$$A_p = \frac{0,23}{d_g^{1/2}} + 0,14$$

$$m = \frac{9,66}{d_g} + 1,34$$

$$\log C_p = 2,86 \log d_g - (\log d_g)^2 - 3,53$$

Para $d_g > 60$

$$n = 0$$

$$A_p = 0,17$$

$$m = 1,50$$

$$C_p = 0,025$$

De acuerdo con Julien (2010), el movimiento se inicia cuando $A_p = F_g$ y tal condición coincide con el valor de Shields para partículas gruesas. El método tiende a sobreestimar la concentración y el transporte de sedimentos para las partículas finas y arenas muy finas, aunque tiene limitaciones en el material más fino que puede ser utilizado con esta formulación. Las relaciones obtenidas se dedujeron usando datos para tamaños de partículas que van de 0,04 mm a 4,0 mm. Por otra parte, el método funciona bastante bien para predecir comportamientos observados en laboratorio, pero las observaciones de campo fueron subestimadas (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

Formulación de Yang (Unit Stream Power) (1973)

El modelo de Yang o Unit Stream Power (1973), determina la carga total de sedimentos y está relacionada con la energía potencial de disipación por unidad de peso del agua, es decir, la potencia unitaria de flujo. Las relaciones obtenidas por regresión para la concentración de sedimentos en partes por millón (ppm) se muestran a continuación para arenas (Julien, 2010, American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

$$\begin{aligned} \log C_{max} &= 5,435 - 0,286A_p - 0,457B_p + C_p D_p \\ A_p &= \log\left(\frac{v_s d}{\nu}\right) \\ B_p &= \log\left(\frac{u_*}{v_s}\right) \\ C_p &= 1,799 - 0,409A_p - 0,314B_p \\ D_p &= \log\left[\frac{S \cdot u}{v_s} - \frac{S \cdot u_c}{v_s}\right] \end{aligned} \tag{3.36}$$

Donde C_{max} es la concentración máxima a la Capacidad de Transporte del flujo en partes por millón (ppm), v_s es la velocidad de asentamiento de la partícula (m/s), d del diámetro medio de la partícula (m), u la velocidad media de la corriente (m/s), u^* la velocidad cortante (m/s), S la pendiente, ν es la viscosidad cinemática del agua (m²/s). La velocidad de corte se define según la Ecuación 3.37.

$$u^* = \sqrt{gR_h S} \tag{3.37}$$

La velocidad crítica adimensional u_c/v_s , cuando se inicia el movimiento, puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\frac{u_c}{v_s} = \begin{cases} \frac{2.5}{\log\left(\frac{u^* \cdot d}{v}\right)} + 0.66; & \text{para } 1.2 < \frac{u^* \cdot d}{v} < 70 \\ 2.05; & \text{para } \frac{u^* \cdot d}{v} \geq 70 \end{cases} \quad 3.38$$

La velocidad de asentamiento se determina a partir del tamaño y densidad de la partícula, asumiendo que las partículas tienen propiedades de arrastre y de velocidades finales semejantes a partículas esféricas:

$$v_s = \frac{4g(\rho_s - 1)}{3C_D} \quad 3.39$$

Donde C_D es el coeficiente de arrastre de las partículas, que es función del número de Reynolds:

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad 3.40$$

Esta formulación se obtuvo para datos que presentaban una variación entre 0.137 a 1.71 mm para tamaños de granos y 0.037 a 49.9 pies (0.01128 a 15.209 m) para profundidad de la lámina de agua. El método de Yang tiende a sobreestimar el transporte para arenas más gruesas y presenta una gran discontinuidad entre las ecuaciones de arena y grava para el diámetro 2 mm.

3.3 REVISIÓN DE MODELOS DE BASE FÍSICA EXISTENTES

En la literatura se encuentran varias recopilaciones y análisis de los modelos de erosión y transporte de sedimentos en las que se hallan diferentes listados de los modelos existentes hasta la fecha de presentación del trabajo y se analizan las principales características, ventajas y limitaciones de los modelos (Almorox et al., 1994, Zhang et al., 1996, Garen et al., 1999, Morgan y Quinton, 2001, Merrit et al., 2003, Aksoy y Kavvas, 2005, Alatorre y Beguería, 2009). Teniendo en cuenta la información recopilada a partir de los documentos citados y lo anteriormente expuesto, se puede concluir que el proceso de modelación se divide en cinco grandes etapas (**Figura 3.9**):

- 1930-1969: Etapa de fundamentación. Se comienza el estudio de los procesos erosivos principalmente en Estados Unidos, generándose modelos empíricos y las primeras formulaciones matemáticas. El primer modelo desarrollado es el modelo USLE (*Universal Soil Loss Equation*).

- 1969-1979: Aplicación extensiva del modelo USLE. De esta etapa se concluye que no puede aplicarse a todos los contextos y se realizan correcciones (modelos **RUSLE** y **MUSLE**) y se genera una primera conceptualización de carácter físico por parte de Meyer y Wischmeier.
- 1979-1990: Se inicia la modelación de base física. Se genera una gran cantidad de modelos para todo tipo de fines (**TOPMODEL**, **CREAMS**, **GLEAMS**, **EPIC**, **AGNPS**, **SWRRB**, **WEPP**).
- 1990-1999: Modelación a gran escala y a pequeña escala. Los modelos se separan según su uso a gran o pequeña escala y se generan modelos que involucren las características propias de cada zona creándose más y más potentes modelos (**EROSION3D**, **IQQM**, **EUROSEM**, **MEDALUS/MEDRUSH**, **LASCAM**, **SEMMED**, **KINEROS2**, **SWAT**, etc.).
- 2000 – a la fecha: Integración en base SIG y modelación en 2D. Se mejoran algunos modelos para lograr modelación en 2D gracias a la incorporación de mejores técnicas numéricas y la mayoría de modelos son integrados en los SIG para permitir un mejor manejo de la información y de la visualización de resultados.

Existe una cantidad muy alta de modelos disponibles de los cuales se hace un listado en el Anexo 3. De dichos modelos en la **Tabla 3.3**, se presenta un resumen de los modelos sedimentológicos que se incluyen en los modelos de base física que pueden modelar pequeñas cuencas con ciertas características urbanas. De aquí se puede concluir que la mayor parte de los modelos simula la erosión utilizando las ecuaciones de transporte de Foster y Meyer (en forma permanente o dinámica), considerando desprendimiento por impacto y por flujo y transporte por flujo solamente. La erosión en el canal sólo es considerada por los modelos **SHESED**, **K2**, **EUROSEM**, **WEPP** Y **CASC2D-SED**, pero de estos sólo **K2** y **CASC2D-SED** están proyectados para estimar la producción de sedimentos a escala de pequeñas cuencas y de eventos.

Por otra parte, la forma en cómo los modelos describen el proceso erosivo varía bastante. Por ejemplo los modelos **ANSWERS**, **KINEROS2**, **LISEM** y **EROSION2D/3D** no distinguen entre erosión en surcos y erosión entre surcos. Mientras que los modelos **CREAMS** y **WEPP** calculan el desprendimiento separadamente para ambos elementos y luego los suman para obtener el desprendimiento total, asumiendo que todo el material que se desprende en las zonas entre surcos se transporta por los surcos. **GUEST** incluye los surcos asignando toda la

escorrentía a los surcos y dividiendo por el número de surcos, obteniendo así una descarga y velocidad promedio para cada reguero con lo que se estima luego la capacidad de transporte. Este enfoque asume que todas las partículas que se desprenden en las zonas entre surcos son conducidas al reguero. **EUROSEM** por su parte modela ambas zonas explícitamente y transporta el agua y el sedimento de las zonas entre surcos hacia los surcos. **SHETRAN**, en forma análoga transporta el sedimento de las zonas entresurcos a los surcos, pero luego modela la erosión generada en los surcos más dinámicamente usando sub-rutinas de los surcos y además estima el desprendimiento de sedimentos debido al colapso de las paredes laterales y superiores de los canales o surcos.

La mayoría de los modelos simula los procesos erosivos considerando un tamaño representativo de las partículas, muy pocos consideran diferentes tamaños de partículas como por ejemplo **ANSWERS**, **GUEST**, **K2**, **TETIS-SED** y **CASC2D-SED**.

Las formulaciones para determinar la Capacidad de Transporte del flujo varían mucho entre los modelos. **ANSWERS** utiliza una versión modificada de Yalin, **SHETRAN** y **K2** utilizan variaciones a la ecuación de Engelund-Hansen la que está relacionada con la descarga, **WEPP** utiliza el concepto de esfuerzo crítico, **GUEST**, **LISEM** y **EUROSEM** utilizan el concepto de Stream Power o Potencia de flujo. En **EROSION2D/3D** la capacidad de transporte depende de la descarga, mientras que **CASC2D-SED** utiliza la ecuación modificada de Kilinc-Richardson para el transporte del sedimento en los planos, y la de Engelund-Hansen para los canales (Bussi et al., Montoya, 2006). Este mismo esquema es utilizado en **TETIS** ya que el componente sedimentológico se basa en **CASC2D-SED** (Bussi et al., Montoya, 2006).

Es importante mencionar que el tema de sedimentos sigue siendo motivo de investigaciones y por tanto es común que modelos hidrológicos se preocupen por integrarse a modelos sedimentológicos. Tal es el caso de **HMS**, que en su versión más reciente (4.0) ha incorporado un módulo para la estimación de la generación de sedimentos.

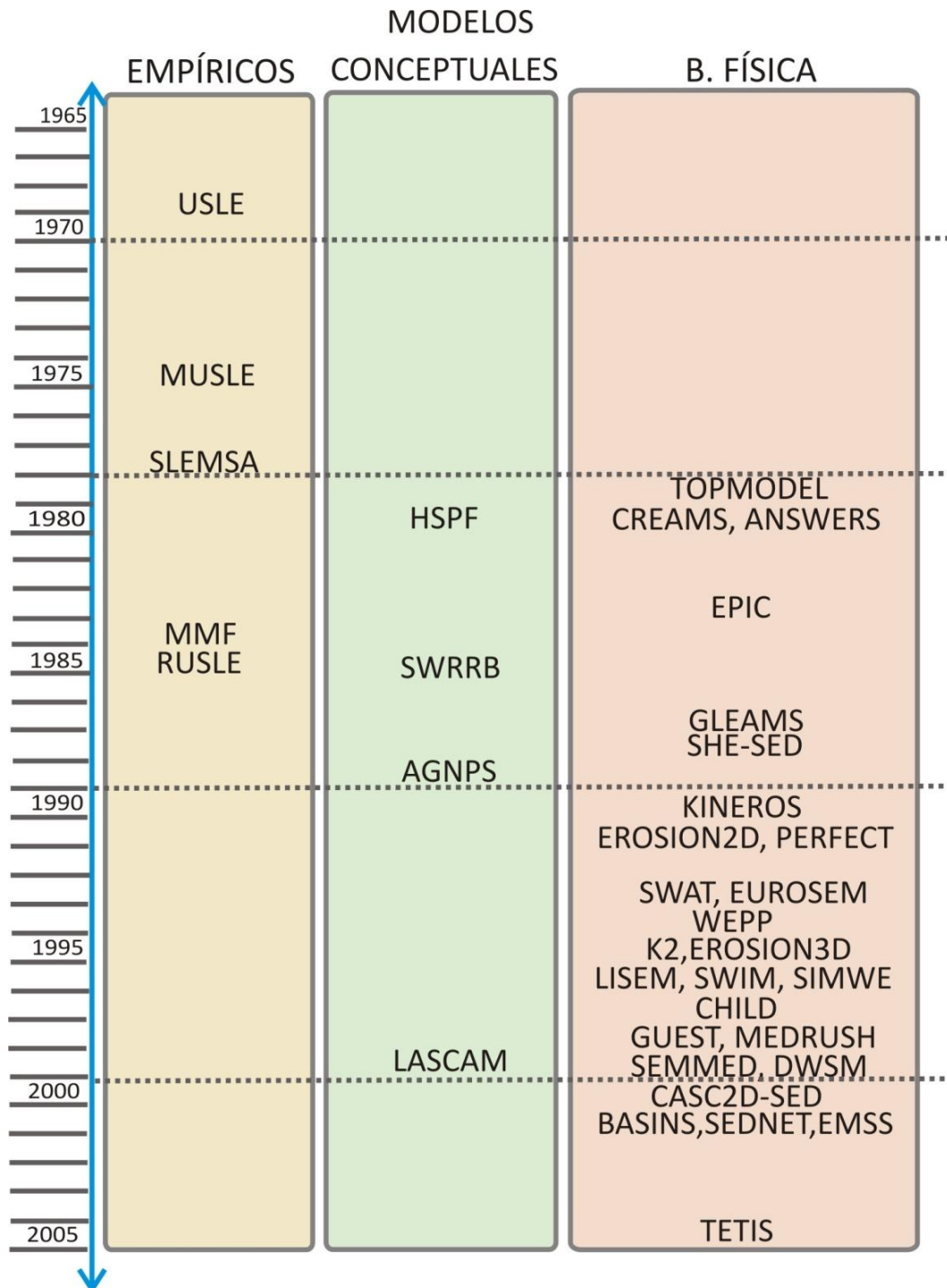


Figura 3.9. Evolución de la modelación de la erosión
Fuente: elaboración propia

Tabla 3.3. Fundamentación matemática del cálculo de producción de sedimentos y transporte de los modelos de base física.

Nombre	Tratamiento del Sedimento superficial	Tratamiento de Sedimentos del canal	Modelación Transporte de sedimentos y capacidad de transporte
ANSWERS ^{1,2}	Erosiones por impacto y flujo (método USLE). Erosión por surcos y entresurcos. Maneja hasta cuatro tamaños de partículas.	No simula erosión, sólo sedimentación	Ecuación de continuidad permanente resuelta mediante un esquema numérico explícito. Ecuación modificada de Yalin
SHE / SHETRAN ^{7,17,18}	Erosión por impacto debido a goteo y caída desde las hojas (utiliza el momento), y por flujo (considera erosión por surcos y entresurcos en forma conjunta). No considera distribución del tamaño de las partículas.	Erosión y sedimentación.	Ecuación de conservación de masa bi-dimensional para los planos y unidimensional para el canal Ackers y White o Engelund-Hansen.
KINEROS2 ^{1,3}	Erosión por impacto y por flujo (estimada en función de la capacidad de transporte, tiene en cuenta la velocidad de asentamiento). Considera hasta cinco tamaños de partículas.	Erosión y sedimentación en el cauce.	Ecuación de conservación de masa resuelta mediante un esquema numérico explícito. Ecuación Engelund-Hansen
EROSION 2D/3D ¹⁰	Erosión por impacto y por flujo (utiliza el momento de las gotas y el flujo). La erosión es limitada por la cantidad de material presente o por la capacidad de transporte.	Sedimentación. No estima erosión.	Ecuación de masa permanente Depende de la descarga
EUROSEM ^{2,11}	Estima erosión por impacto del goteo directo y del goteo desde las hojas, y por flujo (surcos y entresurcos son considerados conjuntamente). Estima sedimentación en función de la Capacidad de Transporte. Considera diferentes tamaños de partículas.	Erosión estimada en función de la teoría de Govers.	No transporta el sedimento, sólo estima la erosión producida en cada intervalo de tiempo. La capacidad de transporte es hallada en función de la Potencia de flujo, según el trabajo de Govers.
WEPP ⁴	Erosión por impacto y por flujo. Considera el concepto de surcos y entresurcos.	Erosión estimada mediante la tensión tangencial. Calculada la erosión, define sedimentación y transporte de sedimentos	Ecuación de continuidad de sedimentos permanente. Tensión de corte

Nombre	Tratamiento del Sedimento superficial	Tratamiento de Sedimentos del canal	Modelación Transporte de sedimentos y capacidad de transporte
LISEM ^{4,14}	Estima erosión por impacto y por flujo (Modelo de EUROSEM). No simula erosión en surcos, solo erosión en áreas con flujo. Trabaja con tamaño representativo de partículas.	-	No transporta el sedimento, sólo estima la erosión producida en cada intervalo de tiempo. Potencia del flujo (Stream Power)
MEDALUS ¹⁶ MEDRUSH	La erosión es calculada mediante una versión del modelo de transporte de Kirkby, modificada por Shao.	-	El sedimento es transportado mediante la ecuación de Onda Cinemática.
GUEST ⁴	Erosión por impacto y por flujo (esfuerzo cortante). Considera surcos y entresurcos. Trabaja con diferentes tamaños de partículas. El modelo está basado en el trabajo de Hairsine y Rose.	-	Ecuación de flujo permanente Potencia de flujo (Stream Power). El esfuerzo tangencial es obtenido relación descarga-profundidad.
DWSM ^{1,19} (SEDLAB/ RUNOFF)	Erosión por impacto y por flujo (considera erosión por surcos y entresurcos) y sedimentación según la capacidad de transporte. Considera distribución del tamaño de las partículas	Considera erosión, sedimentación y transporte de sedimentos.	Ecuación de continuidad para flujo no permanente, resuelta mediante una aproximación analítica Ecuación de Yalin para los planos. En los canales utilizan la ecuación de Yang para $d \geq 0.1\text{mm}$ y la ec. De Laursen para $d < 0.1\text{mm}$
CASC2D- SED ^{1,20,21}	La erosión y sedimentación son estimadas mediante la ecuación de Kilinc-Richardson modificada con factores USLE y ecuación de conservación de masa.	No permite erosión en los canales. El sedimento es transportado en el canal usando la ec. De transporte de Engelund-Hansen	Ecuación de conservación de masa Ecuación de Kilinc-Richardson (planos) / Ecuación de Engelund – Hansen (canales)
TETIS-SED ^{22,23}	La erosión y sedimentación son estimadas mediante la ecuación de Kilinc-Richardson modificada con factores USLE y ecuación de conservación de masa.	No permite erosión en los canales. El sedimento es transportado en el canal usando la ec. De transporte de Engelund-Hansen	Ecuación de Kilinc-Richardson (planos) / Ecuación de Engelund – Hansen (canales)

Fuentes: ¹(Borah y Bera, 2003); ²(Aksoy y Kavvas, 2005); ³(Semmens et al., 2008); ⁴(Merrit et al., 2003); ⁷(De Figueiredo y Bathurst, 2007); ¹⁰(Schob et al., 2006); ¹¹(Morgan et al., 1998); ¹⁴(De Roo et al., 1996); ¹⁶(Thornes et al., 1996); ¹⁹(Borah et al., 2002); ²⁰(Rojas et al., 2003); ²¹(Rojas, 2002); ^{22,23}(Bussi et al., Montoya, 2006)

3.4 INTEGRACIÓN MODELOS NUMÉRICOS Y LOS SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)

Los SIG pueden ser definidos como sistemas de hardware y software que permiten a un usuario ingresar información, almacenarla, manipularla, analizarla y mostrarla de manera geográfica (en forma de mapas y geográficamente relacionada) (Brilly et al., 1993). De este modo, se han constituido como herramientas que permiten aumentar la productividad de los trabajos de cálculo y modelación, en muchas áreas del conocimiento entre ellas la Ingeniería.

El uso de los SIG está determinado por los procesos a modelar, los cuales como ya se mencionó dependen de la escala temporal y espacial a trabajar, y de las capacidades de hardware con que se cuenta en el momento de desarrollar un modelo específico. Los modelos a escala de cuenca más complejos requieren gran cantidad de parámetros, y la variabilidad espacial de estos se incrementa con la escala utilizada para la modelación, de modo que a mayor extensión de área a evaluar o mayor tiempo a evaluar, la variabilidad de los datos debe ser representada en forma agrupada, considerando los parámetros homogéneos por zonas. A este tipo de modelos se les denomina agregados espacialmente. Sin embargo la representación agregada supone simplificaciones demasiado groseras que pueden no representar adecuadamente las características de la cuenca modelada. Para solucionar estos problemas se crearon los modelos con representación espacial semi-distribuida (**Figura 3.10**), los que agrupan las características por zonas donde potencialmente se puede considerar las características homogéneas (por ejemplo **EUROSEM** o **KINEROS2**). Este tipo de representación sigue realizando simplificaciones injustificadas de algunas características como por ejemplo la topografía, pero era necesario por la incapacidad en Hardware para soportar la cantidad de información requerida.

A partir de la década de los 90 y debido a los grandes adelantos tecnológicos en cuanto a hardware se refiere, los modelos existentes y nuevos empezaron a incorporarse totalmente a los SIG y algunos también a realizar una descripción totalmente distribuida del área de estudio. Esto permitió ir un paso más allá en la modelación hídrica, modelando de manera distribuida (**Figura 3.11**) cuencas cada vez más pequeñas, por eventos de manera totalmente dinámica.

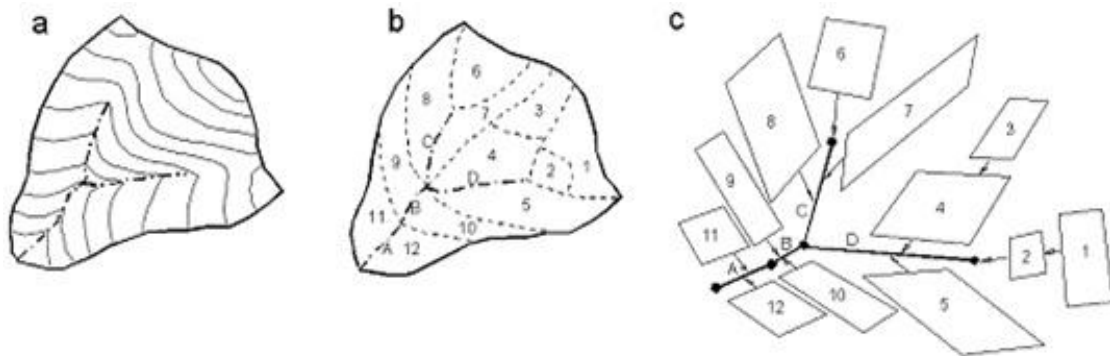


Figura 3.10. Ilustración Esquemática de una subdivisión geométrica hipotética de una cuenca para K2.
Fuente: Smith, Goodrich et al. (1995)

Las ventajas que se reconocen a los SIG incorporados en los modelos de erosión son las siguientes (Alatorre y Beguería, 2009): i) procesamiento de extensas bases de datos y creación de escenarios; ii) capacidad para mostrar la distribución espacial de los resultados; iii) visualización de los resultados tanto de forma estática o cartográfica como dinámica o a lo largo del tiempo.

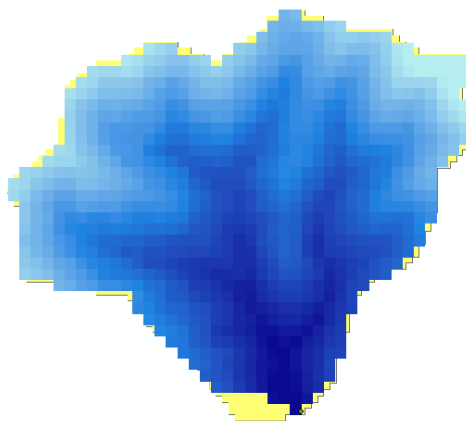


Figura 3.11. Representación de la discretización utilizada mediante celdas cuadradas visualizada con un SIG.
Fuente: elaboración propia.

Existen diversas maneras de implementar los sistemas SIG en los modelos de erosión (Figura 3.12). Se reconocen tres o cuatro dependiendo del enfoque del autor citado. Referenciando a Alatorre y Beguería (2009), a continuación se describen los niveles de integración complementándolos con los indicados por Sui y Maggio (1999):

- a) Acoplamiento débil, en el que los SIG se utilizan para la manipulación espacial y ésta es luego transferida de manera externa al modelo de erosión; en este caso los modelos son acoplados mediante formatos ASCII o de datos binarios. Este sistema

presenta la ventaja de que se puede eliminar información redundante pero a la vez la conversión de la información puede resultar tediosa y conllevar a errores (Figura 3.12),

b) Acoplamiento fuerte, en el que el SIG proporciona una interfaz para manipular los datos espaciales y para transferirlos directamente al modelo. Este mecanismo normalmente se encuentra implementado en SIG comerciales mediante el desarrollo de aplicaciones adecuadas al usuario (p.ej. ESRI -AGWA para KINEROS2). Este mecanismo requiere una interfaz muy bien definida de acuerdo a la estructura de datos del software que lo soporta.

c) Acoplamiento encajado, en el que el modelo se integra completamente como componente de un SIG o al revés el SIG se integra como componente de un modelo de erosión. En el primer caso el modelo se acopla a desarrollos sobre todo de carácter hidrológico realizados por algún software de SIG de carácter comercial. La ventaja es que se puede hacer uso de aplicaciones ya programadas dentro del software, aunque la calibración debe realizarse de manera independiente. En el segundo caso, el modelador utiliza el SIG como herramienta de mapeo y conceptualmente para la modelación. Este tipo de acoplamiento proporciona mucha libertad al modelador pero la resolución de visualización es mucho menor que cuando se adapta a un software comercial (Ej. HEC-RAS).

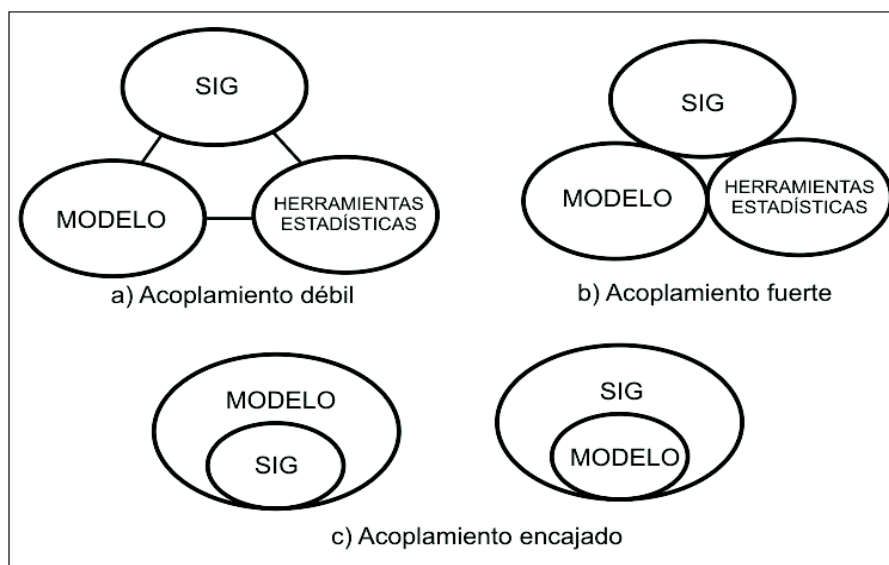


Figura 3.12. Esquemas de acoplamiento de los SIG a los modelos de erosión hídrica.
Fuente: Adaptado de Sui y Maggio (1999)

CAPITULO 4

MODELO PROPUESTO

4.1 ELEMENTOS CONCEPTUALES DEL MODELO

4.1.1 Conceptualización de la cuenca

La cuenca es conceptualizada como una agrupación de elementos espacialmente distribuidos, a los que denominaremos celdas, de tamaño uniforme definido según las necesidades del usuario en base a los mapas obtenidos a partir de una interfaz con un SIG (**Figura 4.1**). Es decir que de la cuenca se toma la capa superficial del suelo y de cobertura del suelo.

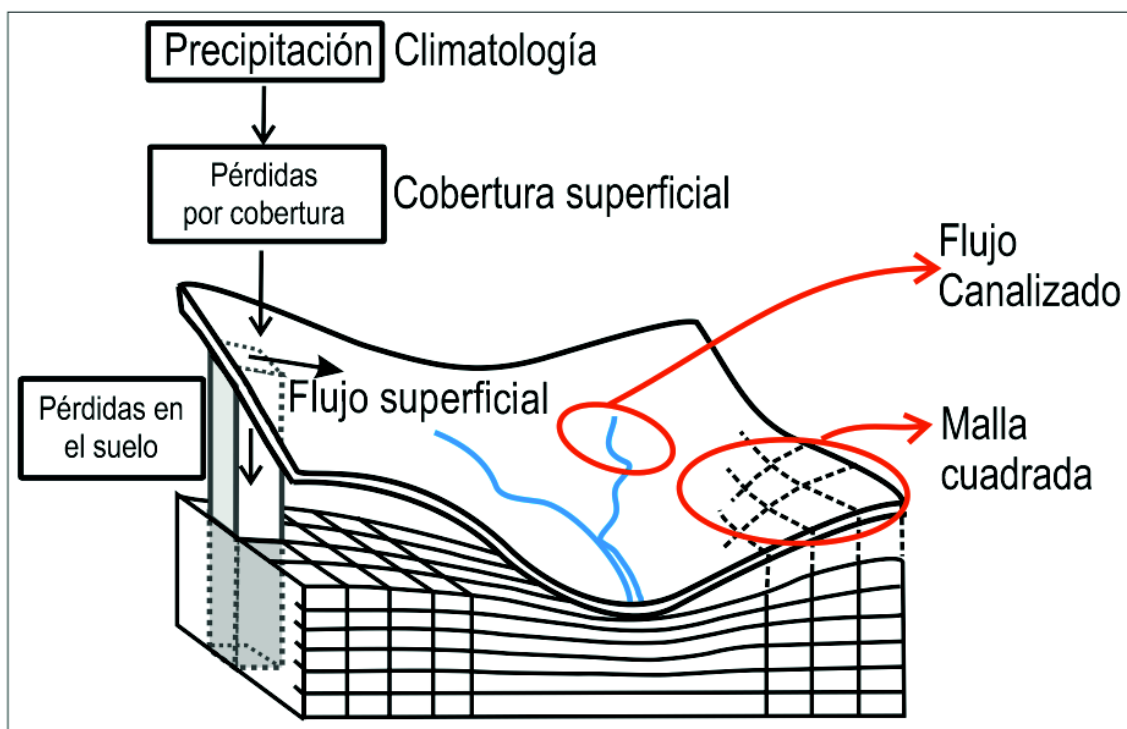


Figura 4.1. Diagrama esquemático del sistema de discretización por mallas cuadradas de una cuenca.
Fuente: Adaptado de Bathurst et al., (1995)

Obtenida la representación espacial de la cuenca (**Figura 4.2**), se realiza la discretización del área distinguiendo dos tipos de elementos según el número de celdas que tributan a ella: elementos planos y elementos canales.

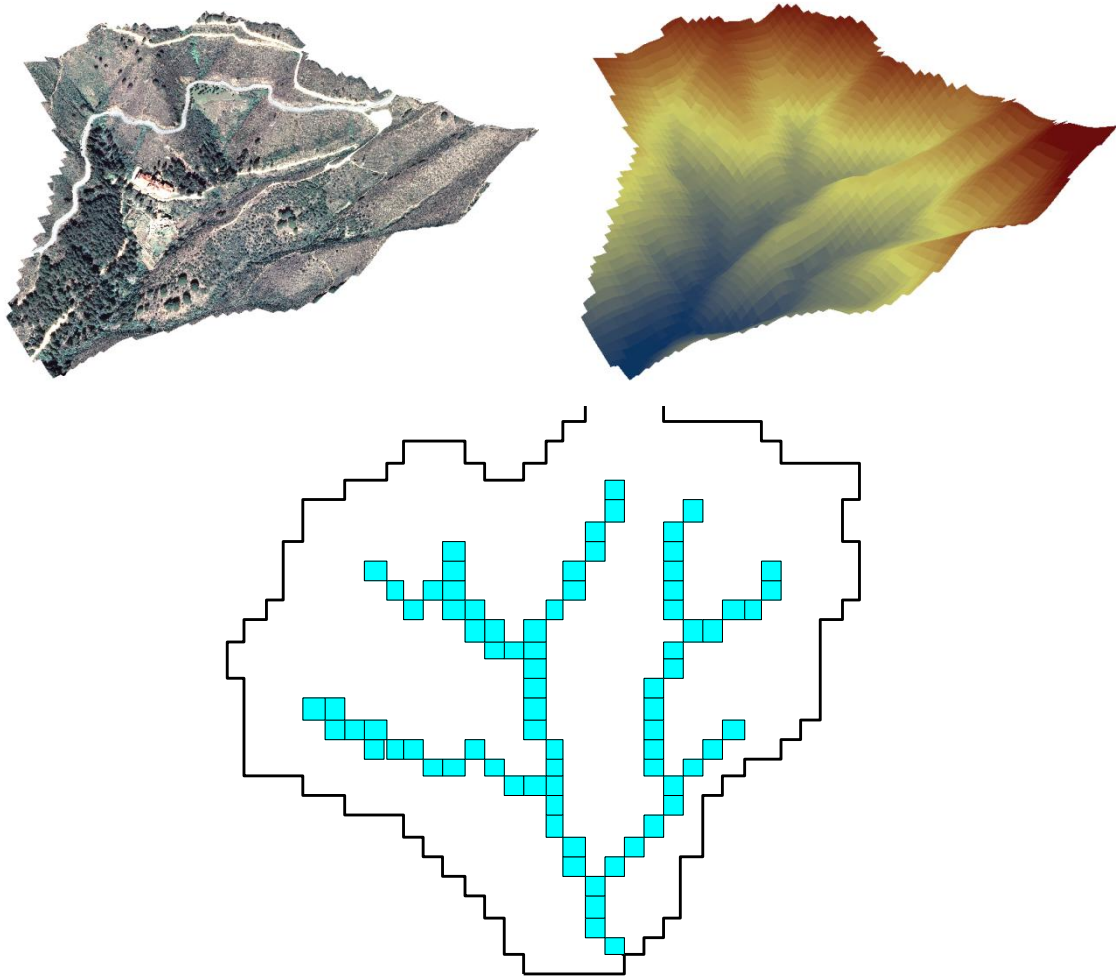


Figura 4.2. Representación espacial de las cuencas.
Fuente: Elaboración propia

Elementos planos

Los elementos planos son representados como celdas planas, regulares y cuadradas con parámetros uniformes (ver **Figura 4.3**). Las celdas pueden ser asumidas planas debido a que el ancho de la celda es muy superior a la profundidad de la lámina del agua, de modo que se puede realizar modelación unidimensional (donde la dimensión longitudinal es la importante).

La topografía de la cuenca es representada mediante la unión de elementos planos de forma sucesiva, y por tanto cuanto mejor resolución tenga la cuadrícula realizada, mejor se representará la topografía, pero el costo computacional de cálculo puede llegar a ser muy alto.

De este modo, la representación final será un compromiso entre la mejor descripción topográfica y el costo computacional asumible. Cada elemento plano puede asumir propiedades diferentes, y su análisis numérico se realiza desde aguas arriba hacia aguas abajo según la topología asignada en función del número de celdas tributarias a cada una.

Elementos canales

Los canales son definidos por uniones de celdas con sección transversal trapezoidal, triangular o rectangular (ver **Figura 4.3**). A cada canal puede tributar una sección de canal anterior, o celdas planas tributarias. Cada elemento tendrá características homogéneas, y el análisis numérico se realiza desde aguas arriba hacia aguas abajo, de acuerdo con el orden topológico asignado según el número de celdas tributarias.

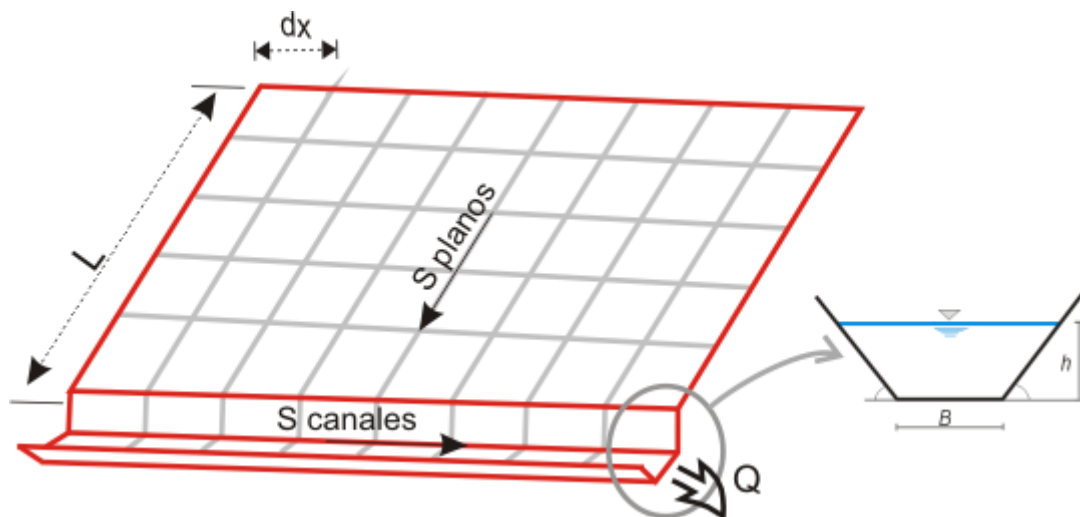


Figura 4.3. Discretización de la cuenca
Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Caracterización geométrica de los canales

Los elementos tipo canales pueden ser representados de acuerdo a los trabajos de geometría hidráulica propuestos por Leopold y Maddock (1953). Dichos autores relacionaron la descarga con el área drenante, y también demostraron que las características geométricas de la sección (profundidad y ancho w) están determinadas por el Área de captación, de acuerdo a relaciones como las mostradas en las ecuaciones 4.1 y 4.2

A partir de dichos trabajos se han realizado estudios para lograr coeficientes que permitan relacionar el ancho y profundidad de los canales con respecto al área drenante. Algunos trabajos realizados en EEUU han permitido establecer relaciones para cuencas experimentales específicas, como las mostradas en la **Tabla 4.1**.

$$W = \frac{7.24 \cdot A_w^{0.34}}{100} = a \cdot A_w^b \tag{4.1}$$

$$h = \frac{5.01 \cdot A_w^{0.15}}{100} = c \cdot A_w^d \tag{4.2}$$

Donde A_w es el área de captación o área de subcuenca (m^2), w el ancho del canal (m), h la profundidad del canal (m).

Tabla 4.1. Geometría Hidráulicas para hallar los parámetros ancho y profundidad determinadas por la EPA.

Fuente: (USDA-ARS, 2008)

Opciones de geometría hidráulica	Ancho		Profundidad	
	a	B	a	b
North Carolina Coastal Plains	0,01074	0,3799	0,00146	0,3600
Walnut Gulch Watershed, AZ	0,07240	0,3377	0,05020	0,1523
Eastern Arizona/New Mexico Sites	0,04754	0,2811	0,00429	0,2370
Central y Southern Arizona Sites	0,04459	0,3169	0,00938	0,2190
Apalachian Highlands: Piedmont Province – Piedmont Upland	0,01619	0,376	0,00558	0,3010
Apalachian Highlands: Blue Ridge Province – Southern Section	0,02767	0,365	0,00263	0,3250
Apalachian Highlands: New England Province Upland Section	0,00226	0,49	0,00911	0,2500
Interior Plains: Central Lowland – Osage Plains	0,08055	0,298	0,00212	0,3580
Interior Highlands: Ozark Plateaus – Springfield Salem Plateaus	0,00037	0,596	0,01879	0,2100

Por otra parte el programa también permite al usuario incluir una base de datos con la geometría determinada a partir de mediciones en campo o de otros indicios.

4.2 MODELO HIDROLÓGICO

4.2.1 Precipitación

La precipitación se ingresa como datos pareados profundidad incremental de precipitación (mm) – tiempo, y el programa obtiene intensidad de precipitación y precipitación acumulada, según el intervalo de cálculo indicado por el modelador.

La precipitación puede ser modelada uniformemente distribuida o espacialmente distribuida en caso de que existan varios pluviómetros en la zona de estudio. De esta manera se obtiene un hietograma espacial y temporalmente distribuido en la cuenca, a partir de la interpolación por polígonos de Thiessen, asignando un hietograma a cada elemento (**Figura 4.4**).

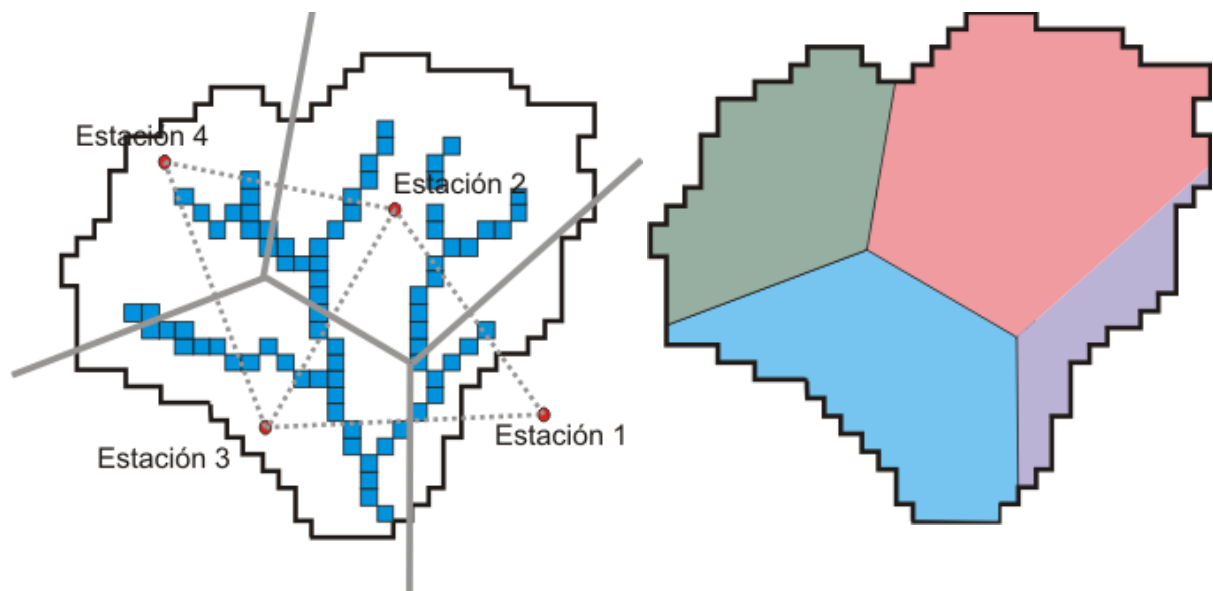


Figura 4.4. Esquema de elaboración de los Polígonos de Thiessen

Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Interceptación

Es el volumen de agua retenido por la vegetación, que luego se puede transformar en evaporación. La cantidad interceptada dependerá del tipo, densidad y estado de crecimiento de la vegetación presente en el área, que puede ser función entre otras cosas de la época del año, además de la intensidad de precipitación y la velocidad del viento. Debido a que el agua interceptada no alcanza la superficie terrestre, esta porción de precipitación debe ser sustraída ya que no participa en el proceso de infiltración.

Este modelo utiliza el método combinado de Rutter y Gash, que consiste en la simplificación propuesta por Gash (1979) del modelo inicialmente propuesto por Rutter (Rutter et al., 1975) para estimar la interceptación en bosques. El modelo consiste en realizar un balance hídrico como se observa en la **Figura 4.5**.

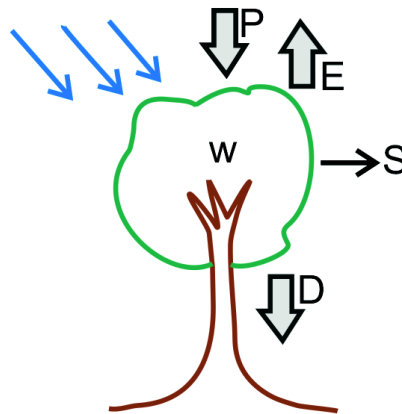


Figura 4.5. Balance Hídrico en la cobertura vegetal

Fuente: Elaboración propia

Donde el cambio en la humedad en la cobertura, w , se estima como la diferencia entre la interceptación y la evaporación.

$$\frac{dw}{dt} = I - E \quad 4.3$$

Las pérdidas por interceptación son estimadas como:

$$I = P - Tr \quad 4.4$$

Donde I es la interceptación (mm), E es la cantidad de agua Evaporada desde la cubierta (mm), P la Precipitación bruta (mm) y Tr es la cantidad de agua que drena desde la cubierta (mm) también denominada trascolación. A su vez Tr se define como:

$$Tr = pP + D \quad 4.5$$

Donde p es la proporción de lluvia que atraviesa libremente la cubierta y D el drenaje directo. De modo que reemplazando la Ecuación 4.3 en la 4.2 y realizando el balance de agua en la cubierta vegetal para cualquier periodo de tiempo, se obtiene:

$$\frac{dw}{dt} = I - E = ((1 - p)P - D) - E \quad 4.6$$

Donde dw/dt es el cambio en la humedad en la cobertura en un instante de tiempo t . El cambio más importante propuesto por Gash es la definición de fases durante la ocurrencia de un evento (ver **Figura 2.5**) (Belmonte Serrato y Romero Díaz, 1999):

- La primera, de humedecimiento de la cubierta vegetal, que comienza con el inicio de la lluvia y termina cuando la cubierta alcanza la saturación, es decir, la cantidad de agua que retiene iguala a su capacidad de almacenamiento (S).

- La segunda, llamada fase de saturación, durante la cual el contenido de agua de la cubierta vegetal se mantiene en su valor máximo S hasta que la lluvia cesa. Esta fase no tiene lugar cuando la lluvia no es de intensidad y/o duración suficiente como para saturar la cubierta vegetal.
- Y una última fase de secado que comienza cuando la lluvia cesa y termina cuando la cubierta se seca completamente debido a la evaporación.

Teniendo en cuenta lo anterior, para precipitaciones de corta duración, Gash (1979) propone despreocuparse de la Evapotranspiración ya que el agua retenida en las primeras etapas sólo se evapora mucho después, y considera $p = 0$ es decir que sólo considera el drenaje directo D ya que se toman tiempos cortos. De modo, que el balance queda:

$$\frac{dw}{dt} = I = P - D \quad 4.7$$

La cantidad de agua acumulada en la cubierta vegetal en un intervalo de tiempo determinado, w , (m^3/m^2), se calcula como:

$$w = \begin{cases} P, & P < (S - \sum w) \\ 0, & P \geq (S - \sum w) \end{cases} \quad 4.8$$

Por otra parte, el modelo considera la distribución espacial de la cobertura en cada elemento, ya que posteriores revisiones demostraron que al aplicar el modelo directamente sobre la totalidad del área se sobreestimaban las pérdidas por precipitación. De esta manera, la Interceptación y el Drenaje son estimados por unidades de área para lo cual se utiliza el factor de cobertura vegetal, f_v , como se observa en la **Figura 4.6**.

$$I_{area} = (P - D) \cdot f_v \quad 4.9$$

Finalmente, la precipitación después de interceptación, P_I , se calcula como la diferencia entre la precipitación bruta y la interceptación:

$$P_I = P - I_{area} = (1 - f_v) \cdot P + D \cdot f_v \quad 4.10$$

La porción que cae directamente al suelo D , se puede calcular como:

$$D = P - w \quad 4.11$$

De manera que la Precipitación después de interceptación queda expresada como:

$$P_I = (1 - f_v) \cdot P + (P - w) \cdot f_v \quad 4.12$$

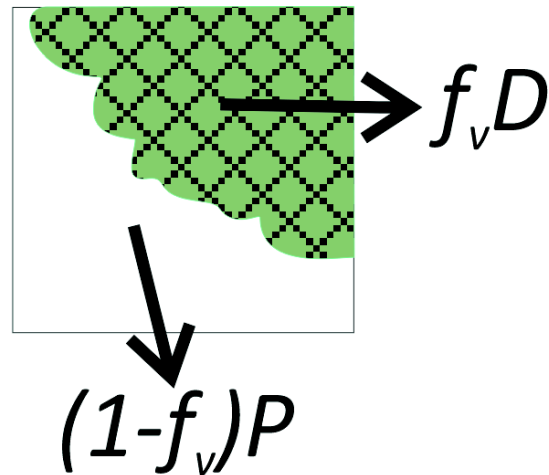


Figura 4.6. Precipitación Interceptada neta por unidad de suelo
 Fuente: elaboración propia

4.2.3 Infiltración

El modelo presenta la opción de seleccionar entre el método del Número de Curva (CN-SCS), y el modelo de Green-Ampt (1911). Sin embargo, el modelo de Green-Ampt es utilizado con preferencia ya que se adapta mejor en pequeñas áreas urbanas. Por tal razón, el método del Número de Curva no se describe nuevamente. En el capítulo 2.2.1.2 Pérdidas de precipitación se describe la metodología, que además puede consultarse con más detalle en Chow et al., 1994 y otros autores.

El modelo de Green- Ampt (1911) considera flujo en pistón con un frente húmedo lineal entre la zona de infiltración y el contenido de agua inicial. La tasa de infiltración potencial en el instante t se determina mediante la Ecuación 4.13 y la infiltración acumulada mediante la Ecuación 4.14.

$$f_c(t) = K_s \left(\frac{B}{I(t)} + 1 \right) \quad 4.13$$

$$I(t) = \begin{cases} I(t-1) + P(t), & \text{caso 1} \\ I(t) = K_s t + B \cdot \ln \left(1 + \frac{I(t)}{B} \right), & \text{casos 2, 3 y 4} \end{cases} \quad 4.14$$

Donde

$$B = \begin{cases} \Psi \cdot \Delta\theta_i, & \text{caso 2} \\ (\Psi + h) \cdot \Delta\theta_i, & \text{casos 3 y 4} \end{cases} \quad 4.15$$

Ψ es el potencial de succión del suelo (m), θ_i es la humedad inicial del suelo, h la profundidad de la lámina de agua (m) y $\Delta\theta_i$ el déficit de humedad inicial.

Para la estimación de la infiltración, la lámina de agua en superficie no es despreciada como en muchos de los otros modelos de infiltración, por lo que para calcularlo se utiliza la aproximación del calado en el instante de tiempo anterior. Para calcular la infiltración se consideran 4 etapas como se observa en la **Figura 4.7** y se resume en la **Tabla 4.2**. Antes de que se inicie el encharcamiento ($t \leq t_1=t_p$), la tasa de infiltración real (f) debe ser igual a la tasa de precipitación (r), aunque la tasa de infiltración potencial (f_c) es muy superior ya que el suelo está lejos de la saturación. Una vez iniciado el encharcamiento ($t_1 < t \leq t_2$) la tasa de precipitación supera a la tasa de infiltración potencial, y así la lluvia infiltra la tasa potencial ($f = f_c$) y el resto escurrirá superficialmente. A partir de t_2 ($t_2 < t \leq t_3$) la tasa de infiltración potencial vuelve a superar a la tasa de precipitación, así que se infiltrará la menor cantidad entre la tasa de precipitación y el contenido de agua superficial ($r + h/dt$) y la máxima capacidad de infiltración f_c . A partir de t_3 ($t_3 = D$), la lluvia ha cesado y si el suelo no está saturado continuará infiltrando ya que el encharcamiento continúa, igual que en el caso anterior. De acuerdo a lo anterior, la lluvia neta o escorrentía por exceso de infiltración se presenta en el caso 2.

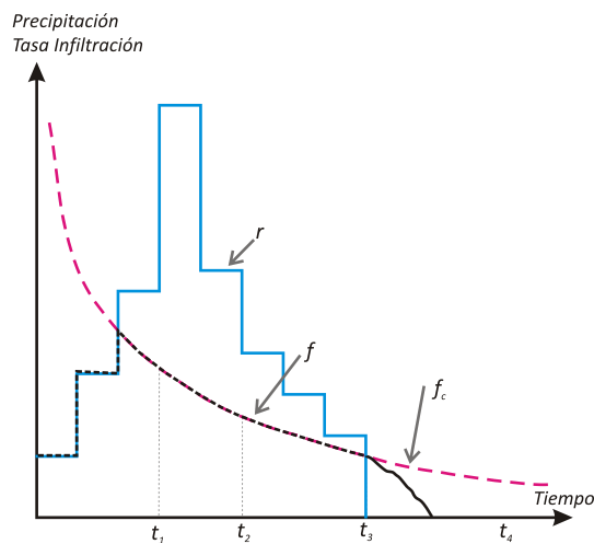


Figura 4.7. Evolución de la tasa de infiltración potencial y real
Fuente: Adaptado de Chow et al. (1994)

Tabla 4.2. Etapas para el cálculo de la infiltración aplicadas en el modelo.

Caso	Condicional	Tasa infiltración
1	$t \leq t_1=t_p$	$f = r$
2	$t_1 < t \leq t_2$	$f = f_c$
3	$t_2 < t \leq t_3$	$ref = r + h/\Delta t$ $f = \min (ref, f_c)$
4	$t_3 < t \leq t_4$	$ref = h/\Delta t$ $f = \min (ref, f_c)$

Fuente: Elaboración propia

4.2.4 Transformación Lluvia-Caudal y Transporte en elementos planos

El flujo superficial en los elementos planos es modelado utilizando la aproximación de Onda Cinemática de las ecuaciones de Saint -Venant, que se obtienen a partir de las ecuaciones de conservación de masa y de cantidad de movimiento. Suponiendo pendientes de fondo relativamente pequeñas se pueden despreciar todos los términos a excepción de los cinemáticos en la ecuación de movimiento obtenida a partir del volumen de control que se muestra en la **Figura 4.8** obteniéndose la forma general de la ecuación de Onda Cinemática para flujo Hortoniano:

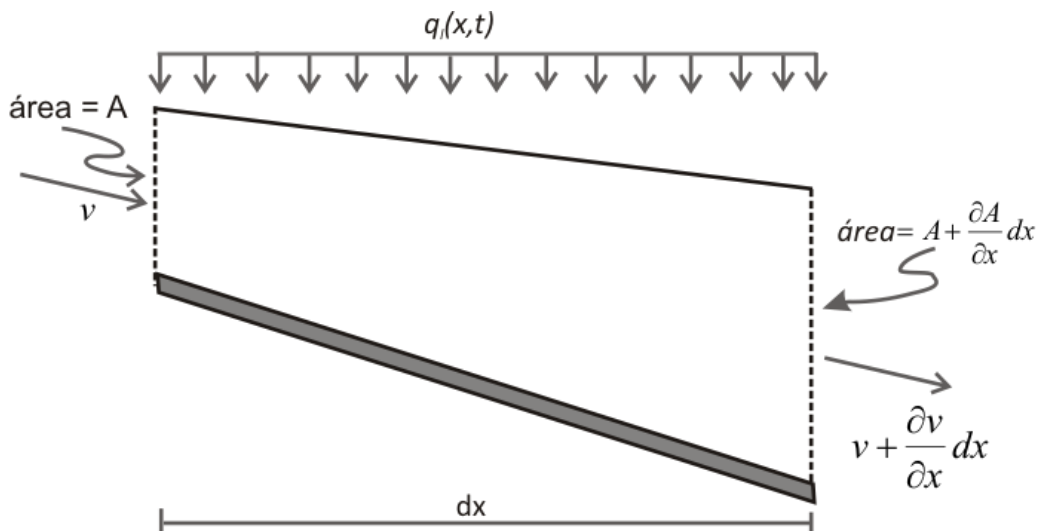


Figura 4.8. Volumen de control para derivar la ecuación de continuidad.

Fuente: Haan et al., (1994)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l(x, t) \tag{4.16}$$

Donde **A** es el área de la sección transversal del canal (m²), **Q** el caudal que pasa por dicha sección (m³/s) y **q_l** el flujo lateral por unidad de ancho (m³/m.s). En los planos, donde se considera flujo Hortoniano, el análisis se realiza por unidad de ancho ya que se consideran una sección transversal rectangular con ancho constante. Adicionalmente, el caudal lateral considerado es la intensidad de precipitación neta, **i**, estimada como la diferencia entre la tasa de precipitación, **r**, y la tasa de infiltración, **f**. El esquema que representa dicho tipo de flujo se muestra en la siguiente figura de donde se concluye que la ecuación anterior se puede reescribir como:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i = r - f \tag{4.17}$$

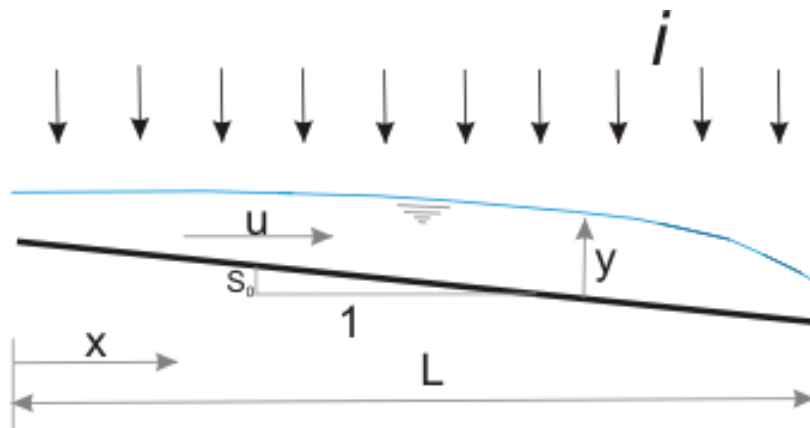


Figura 4.9. Representación del flujo Hortoniano
Fuente: Adaptado de Woolhiser y Liggett (1967)

Donde **y** es el nivel del agua en la sección transversal (m), **q** el caudal por unidad de ancho, **i(x,t)** es la intensidad de precipitación neta (m/s) y **x** y **t** las variables independiente de espacio y tiempo.

Teniendo en cuenta la ecuación de cantidad de movimiento con las simplificaciones indicadas en el ítem 2.2.13, $S_0 = S_f$, se puede utilizar la ecuación para flujo uniforme de Manning, que representa el equilibrio entre las fuerzas actuantes de gravedad y fricción, se puede obtener la velocidad como:

$$v = \frac{1}{n} S_0^{1/2} \cdot R_h^{0.67} \tag{4.18}$$

Donde S_o es la pendiente del plano (m/s), R_h el radio hidráulico (m), y n el coeficiente de rugosidad de Manning. En flujos superficiales el ancho del flujo es considerablemente mayor que la profundidad de modo que, el Radio Hidráulico puede ser reemplazado por el calado en los elementos planos:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{w \cdot y}{w} \cong y \quad 4.19$$

Adicionalmente, se conoce que:

$$y = \alpha q^\beta \quad 4.20$$

De manera que al realizar las sustituciones apropiadas en la ecuación de continuidad **4.17** queda expresada como:

$$q = vy = \left(\frac{1}{n} S_o^{0.5} \right) y^{5/3} \quad 4.21$$

La cual puede resolverse para el calado como:

$$y = \left(\frac{n}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot q^{3/5} \quad 4.22$$

Al comparar con la ecuación **4.20**, se deduce que en este caso:

$$\alpha = \left(\frac{n}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$\beta = \frac{3}{5}$$

En la ecuación **4.17** aparecen las variables y y q , de manera que para dejar toda la ecuación en términos de una sola variable se puede derivar la ecuación **4.22** como sigue:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial q} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} = \frac{3}{5} \left(\frac{n}{S_o^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot q^{-2/5} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} = \alpha \beta q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} \quad 4.23$$

Al sustituir este término en la ecuación **4.17** se obtiene:

$$\alpha \beta q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i \quad 4.24$$

Resolución Numérica mediante diferencias finitas

La ecuación de Onda Cinemática es resuelta mediante un esquema numérico de diferencias finitas de cuatro puntos, que se representa en la **Figura 4.10**.

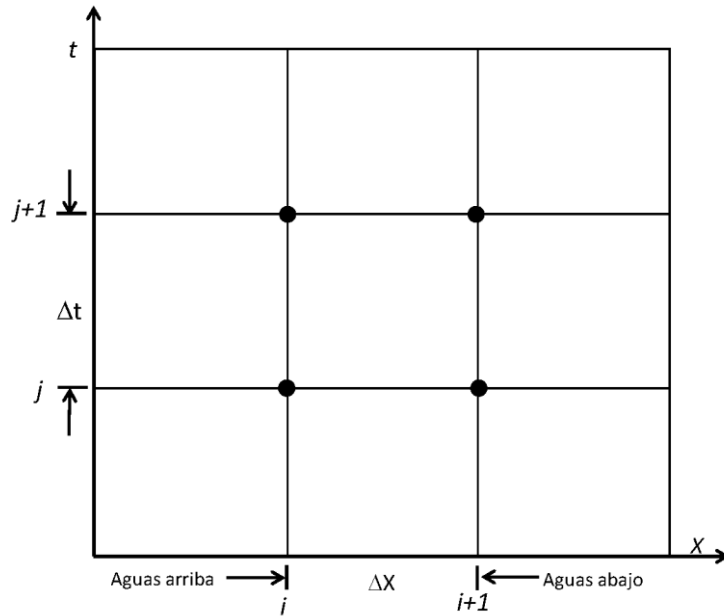


Figura 4.10. Elementos de discretización empleados en el esquema de diferencias finitas de cuatro puntos.

Fuente: Adaptado de Nanía y Gómez, 2004

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{q_{i+1}^{j+1} - q_{i+1}^j}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \alpha \cdot (q_{i+1}^{j+1})^\beta \cdot \frac{q_{i+1}^{j+1} - q_i^{j+1}}{\Delta x} \tag{4.25}$$

$$\alpha \cdot q^\beta \cdot i = \alpha \cdot (q_{i+1}^{j+1})^\beta (r_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^{j+1})$$

Condiciones de frontera

Las condiciones iniciales consideradas son:

$$\begin{aligned} y(i, 0) &= 0 \\ q(i, 0) &= 0 \end{aligned} \quad \forall i \tag{4.26}$$

$$\begin{aligned} y(0, j) &= 0 \\ q(0, j) &= 0 \end{aligned} \quad \forall j \tag{4.27}$$

Si el plano que se está considerando recibe aportes de otros planos aguas arriba, la condición de frontera en el extremo aguas arriba será:

$$y(0, j) = \frac{\sum_1^{c \text{ aportantes}} q(\text{nodo final}, t)}{\alpha \cdot w} \tag{4.28}$$

El método de la onda cinemática no admite condiciones de contorno aguas abajo, por lo que no serán incluidas en el cálculo.

4.2.5 Transformación lluvia - Caudal y transporte en los elementos canales

El flujo canalizado también es representado por la aproximación de Onda Cinemática para flujo gradualmente variable. Los canales pueden recibir flujo uniformemente distribuido pero variable temporalmente, de los elementos planos por cada una de las 8 celdas colindantes, o de uno o dos canales que se encuentren aguas arriba (**Figura 4.11**). La ecuación de continuidad para canales es la siguiente:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l(x, t) \quad 4.29$$

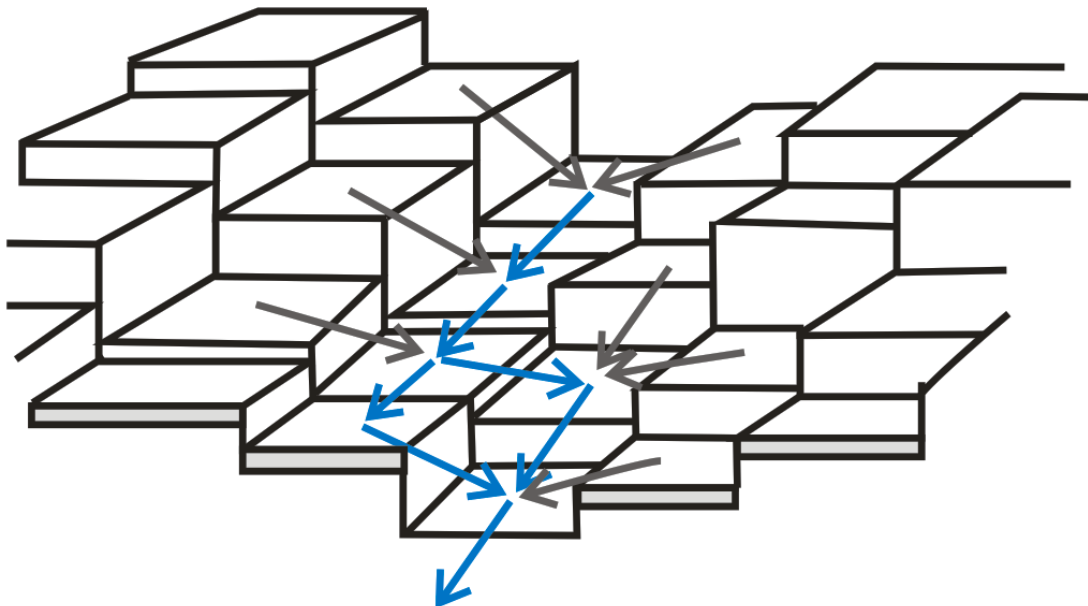


Figura 4.11. Distribución del caudal a través de las celdas
 Fuente: Adaptado de Rojas et al., (2003)

Donde **A** es el área de la sección transversal (m^2), **Q** el caudal en el canal (m^3/s), **$q_l(x,t)$** es el flujo lateral por unidad de longitud del canal ($m^3/m.s$) y **x** y **t** las variables independientes de espacio y tiempo. Se utiliza nuevamente la ecuación de Manning para obtener una relación entre el área y el caudal, pero a diferencia de la simplificación realizada para el radio Hidráulico en el caso de flujo Hortoniano (Ecuación **4.19**), en este caso sí debe ser considerada la geometría del canal:

$$Q = v \cdot A = \frac{1}{n} S^{1/2} \cdot R_h^{2/3} \cdot A = \frac{1}{n} S^{1/2} \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \cdot A \tag{4.30}$$

Se había definido la relación entre área y caudal como:

$$A = \alpha \cdot Q^\beta \tag{4.31}$$

De donde se concluye que:

$$\alpha = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{S_0^{1/2}}\right)^{3/5}$$

$$\beta = \frac{3}{5}$$

Se asume una geometría trapezoidal para el canal (**Figura 4.12**), la que puede ser triangular ($B=0$) o rectangular ($\theta=0$), para la que las propiedades geométricas e hidráulicas se muestran en la **Tabla 4.3**.

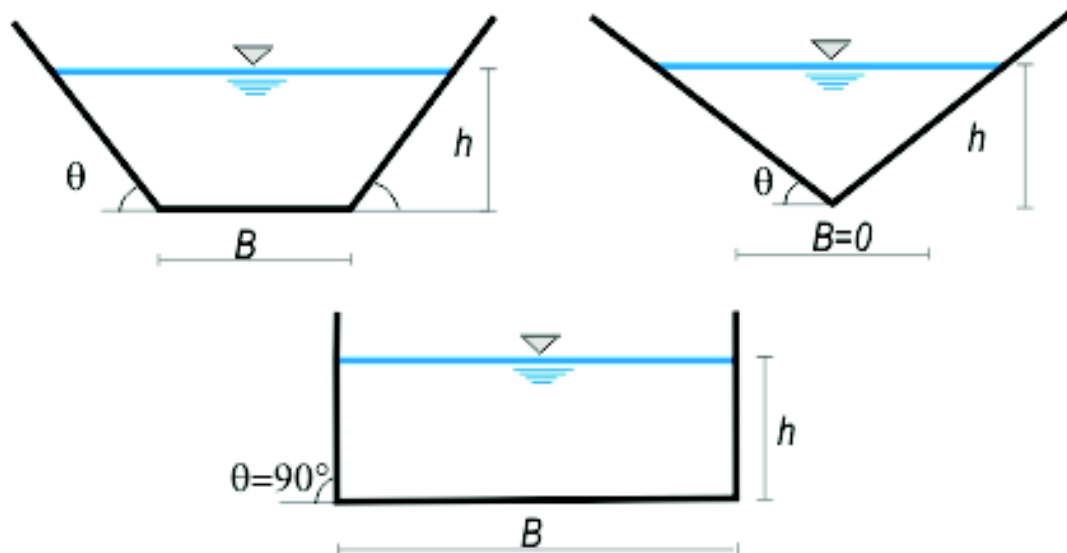


Figura 4.12. Geometría de la sección transversal de los surcos
Fuente: elaboración propia

Tabla 4.3. Propiedades hidráulicas para geometría trapezoidal de canal.
Fuente: elaboración propia

Propiedad hidráulica o geométrica	Definición matemática	Nº ecuación
Área mojada	$A = Bh + \frac{h^2}{\tan\theta}$	4.32
Perímetro mojado	$P_m = B + \frac{2h}{\text{sen}\theta}$	4.33

Solución Numérica mediante diferencias finitas

Como se explicó en el ítem 2.2.1.5, se utilizará el esquema numérico de diferencias finitas no lineal explicado en Chow et al., (1994), por ser incondicionalmente estable y que funciona bastante bien para un amplio rango de valores $\Delta t/\Delta x$:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{A_{i+1}^{j+1} - A_{i+1}^j}{\Delta t} \tag{4.34}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x} \tag{4.35}$$

$$q_l(x, t) = (r_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^{j+1}) \cdot L \tag{4.36}$$

Condiciones iniciales y de frontera para el flujo

Las condiciones iniciales y de frontera consideradas en este caso son:

$$A(i, 0) = 0 \quad \forall i \tag{4.37}$$

$$Q(i, 0) = 0$$

$$A(0, j) = 0 \quad \forall j \tag{4.38}$$

$$Q(0, j) = 0$$

Por otra parte si el canal tiene flujos tributarios las condiciones de contorno serán como se muestra a continuación:

$$Q(0, j) = \sum_1^{c \text{ aportantes}} Q(\text{nodo final}, j) \tag{4.39}$$

Igual que en el caso anterior, se utiliza el método de iteraciones de Newton-Raphson para hallar el calado. Posteriormente se calcula el área mojada mediante la Ecuación 4.32, el perímetro mediante la Ecuación 4.33 y finalmente el caudal mediante la Ecuación 4.31. La velocidad se calcula dividiendo el caudal entre el área mojada.

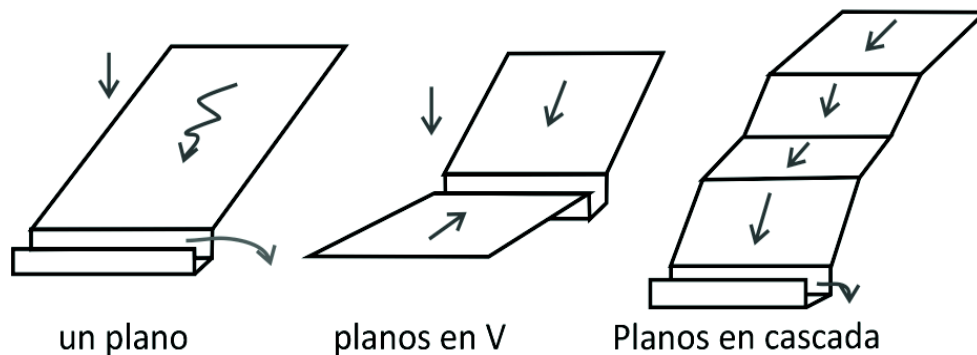


Figura 4.13. Planos idealizados para realizar modelaciones.
Fuente: Tomado de Hann et al., (1994)

Para realizar la modelación hidrodinámica con estas ecuaciones se requiere dividir la cuenca en planos idealizados con flujo superficial que tributan a una serie de canales. Algunas de las representaciones más utilizadas se muestran en la **Figura 4.13**.

4.3 MODELO SEDIMENTOLÓGICO

El modelo simula la erosión, el transporte y la sedimentación de partículas de manera paralela al transporte del caudal líquido, causada en la parte superficial del suelo y a través de la red de drenajes. El modelo se divide en dos componentes de manera análoga al modelo hidrológico: elementos planos y elementos canales. En los elementos planos se considera la erosión causada por la energía de las gotas de lluvia y por el flujo una vez superada la tensión crítica. En los elementos canales se considera la erosión causada en la red de drenajes debida a la erosión por flujo. En ambos casos los procesos erosivos y de transporte están controlados por la variación de las características del flujo (caudales, velocidad, profundidad y esfuerzo cortante) y se permite el aporte de los elementos tributarios.

4.3.1 EROSIÓN Y TRANSPORTE EN LOS PLANOS

4.3.1.1 Procesos Simulados

En los elementos tipo planos se simulan los siguientes procesos (ver **Figura 4.14**):

- Erosión debida al impacto de las gotas de lluvia (D_i) y debida al flujo (D_f),
- Transporte no permanente del suelo desprendido,

- Sedimentación controlada por la capacidad de transporte del flujo, el cual es modelado bien sea con Engelund-Hansen o Yang.

El desprendimiento por impacto es modelado mediante las Ecuaciones 4.40 y 4.41, y el desprendimiento por flujo, se determina utilizando la Ecuación 4.40. La cantidad total de suelo erosionado se obtiene como la suma de los dos desprendimientos.

Una vez ha sido desprendido el suelo, es transportado de acuerdo a la capacidad del flujo determinada mediante las Ecuaciones 4.44 - 4.48. Si la Capacidad de Transporte es superada, el sedimento excedente será depositado, y el resto será transportado por el flujo hasta la siguiente celda (**Figura 4.13**) y así sucesivamente hasta el canal.

La dinámica del transporte de sedimentos en cualquier punto de la cuenca es modelada mediante la ecuación de balance de masa para caudal sólido, similar a la utilizada para el flujo cinemático.

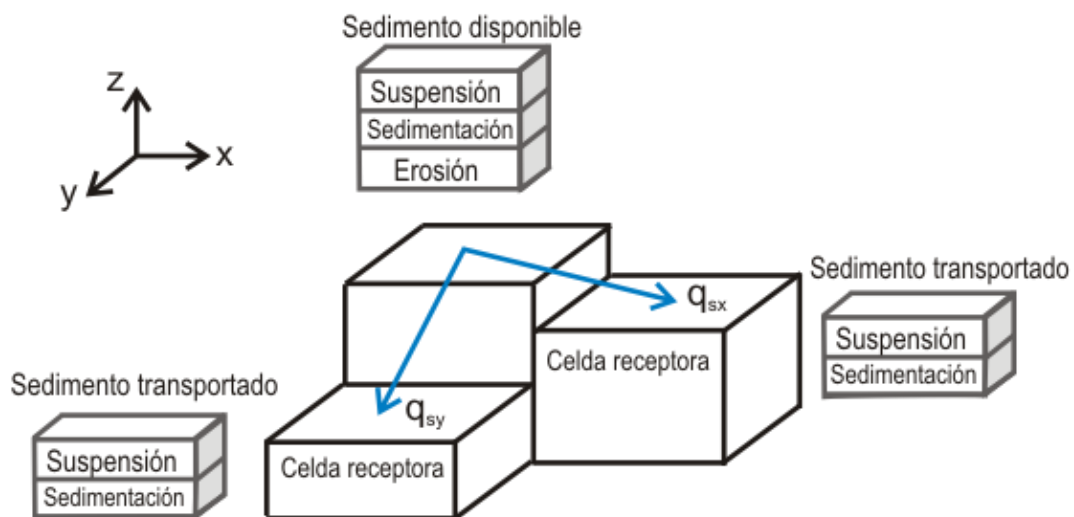


Figura 4.14. Esquema del proceso de transporte de sedimentos en los planos
Fuente: Tomado de Rojas (2002)

4.3.1.2 Procesos Erosivos en los Planos

Los procesos erosivos son modelados por fases. Inicialmente, cuando no existe flujo la lluvia desagrega el suelo generando una masa depositada, y aunque tiene capacidad de transportarlo en este modelo no se simula el transporte por impacto por ser despreciable con respecto al transporte por flujo.

Erosión debida al impacto

El desprendimiento por el impacto de las gotas de lluvia se modela según la Ecuación 4.40, hasta que el calado supera la energía de penetración de la gota, o h_{max} (Ecuación 4.41).

$$D_i = aP \quad 4.40$$

$$h_{max} = 3 \cdot (2,23 \cdot P^{0,182}) \quad 4.41$$

Donde D_i es el desprendimiento por impacto de la gota de lluvia ($\text{Kg/m}^2 \cdot \text{s}$), a es el coeficiente de erosionabilidad del suelo debido al impacto y P es la precipitación neta (m/s).

Erosión debida al flujo

El desprendimiento por flujo representa el intercambio de partículas entre el lecho de los planos y los canales con el flujo, y dependerá de las características hidráulicas del movimiento. Este tipo de erosión puede ser positiva (si es desprendido el suelo e incluido en el caudal sólido) o negativa (si es sedimentada). El Desprendimiento por flujo se modela utilizando la Ecuación 4.42:

$$D_f = K \cdot (a\tau - \tau_c)^b \quad 4.42$$

Donde K es un factor de erosionabilidad del suelo (s/m), τ es el esfuerzo cortante considerado en el lecho y τ_c es el esfuerzo de corte crítico ($\text{kg/m} \cdot \text{s}^2$), y a y b son constantes. En el modelo se utilizan a y $b=1$. El esfuerzo cortante crítico debe ser determinado en cada caso ya que depende de las condiciones específicas de modelación. Según la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, los valores indicados por Shields pueden ser utilizados en el caso en que los granos que se mueven pueden ser reemplazados por otros que vienen de aguas arriba, por lo que se puede tolerar algo de movimiento (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007). Por otra parte, si los granos removidos no son reemplazados como en el caso de erosión en la bancas de los canales, el valor obtenido por Shields resulta ser muy alto y debe ser reducido. Sin embargo, observaciones realizadas por Neill y Yalin (1969) y Gessler (1970) indican que los valores obtenidos a partir del diagrama de Shields para partículas más gruesas es alto por lo que debe ser reducido por un factor de 2 como se indica en el Manual de Sedimentación de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007). El diagrama inicialmente propuesto por Shields no resulta muy práctico puesto que se requiere conocer la velocidad crítica de corte, que es lo que se está buscando, de modo que varios autores han propuesto formulaciones más

adecuadas para salvar esta dificultad. De esta manera, Brownlie (1981) propone una relación entre el esfuerzo crítico de corte adimensional τ_c^* y el número de Reynolds de la partícula R_{ep} como se observa en la ecuación 4.43, la cual debe ser dividida por dos como se explicó anteriormente:

$$\tau_c^* = 0,22 \cdot R_{ep}^{-0,6} + 0,06 \cdot \exp(-17,77 \cdot R_{ep}^{-0,6}) \quad 4.43$$

Donde

$$R_{ep} = \frac{D\sqrt{gRD}}{\nu} \quad 4.44$$

R es la gravedad específica sumergida ($\gamma_s - 1$), D el diámetro de la partícula y ν la viscosidad cinemática del agua.

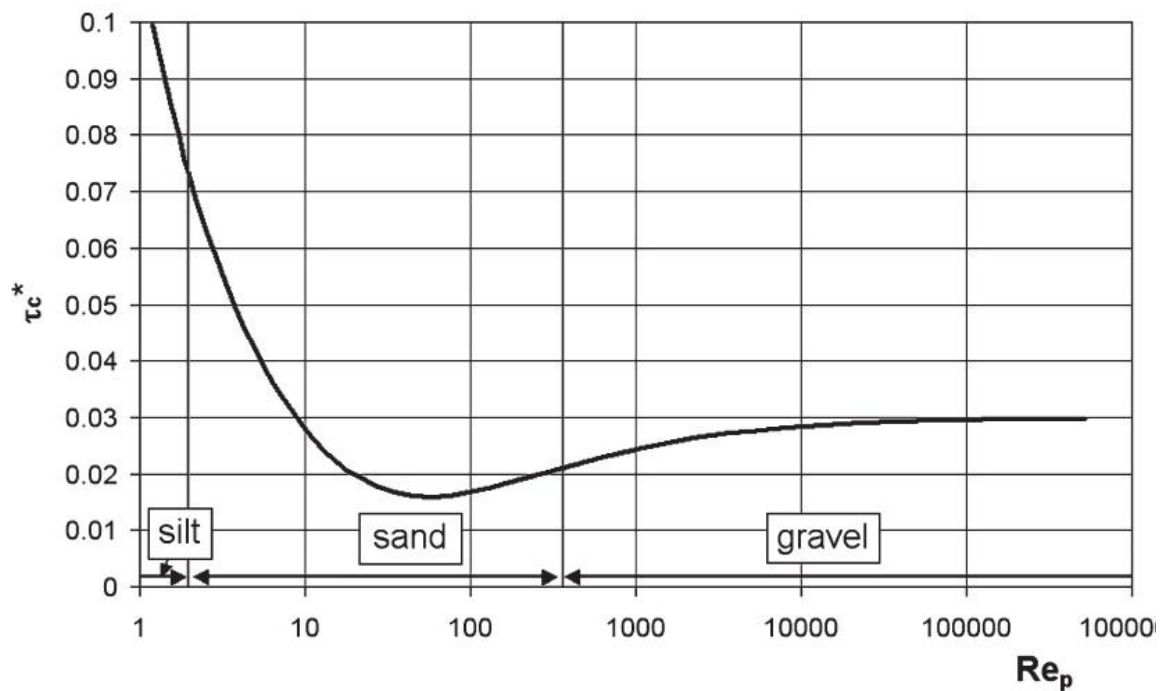


Figura 4.15. Diagrama de Shields modificado obtenido por Parker

Fuente: Tomado de American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007. P. 50

La ecuación 4.43 fue graficada obteniendo el diagrama modificado de Shields que se observa en la Figura 4.15. Sin embargo, para tamaños de granos muy pequeños (limos o menores), el diagrama de Shields no provee tampoco resultados realistas, de modo que Mantz (1977) propone la siguiente corrección para dichos tamaños de granos:

$$\tau_c^* = 0,135 \cdot R_{ep}^{-0,261} \quad 4.45$$

Esta ecuación es válida para $0,056 < R_{ep} < 3,16$.

4.3.1.3 Transporte y sedimentación en los Planos

Una vez el suelo es erosionado, se convierte en parte del flujo y es transportado aguas abajo. El transporte se produce si el flujo tiene capacidad para arrastrar el material. El transporte se modela utilizando la ecuación para transporte sólido:

$$\frac{\partial(Q \cdot C_s)}{\partial x} + \frac{\partial(A \cdot C_s)}{\partial t} = D_f + D_i \quad 4.46$$

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial(q_s/v)}{\partial t} = D_f + D_i$$

Donde q_s es la carga de sedimentos (masa por unidad de ancho por unidad de tiempo) (Kg/s), v es la velocidad del flujo (m/s), D_i es el Desprendimiento del suelo por impacto de la gota de lluvia (Kg/m.s), D_f el Desprendimiento/deposición del suelo por acción de la escorrentía (Kg/m.s) y x y t son las variables independientes de espacio y tiempo.

La capacidad de transporte es determinada mediante alguna formulación basada en el concepto de energía, ya que son las más robustas y permiten el cálculo de la carga total (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007, Graf y Simoes, 2008, Yang, 1996). Por tanto, se proponen las ecuaciones de Engelund – Hansen y Yang, de modo que el autor deberá escoger entre estas dependiendo del tamaño medio del material a modelar (En el Capítulo 3.2.3 se presenta un análisis más detallado de los diferentes modelos existentes).

Engelund Hansen (1967)

El modelo de Engelund – Hansen se basa en el concepto de Potencia unitaria de Bagnold y en el principio de semejanza, obteniendo una formulación para evaluar la carga en concentración por peso del cauce así como el material suspendido (Julien, 2010, American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

$$C_{max} = 0.05 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} \right) \frac{u \cdot S}{\sqrt{(\gamma_s - 1) \cdot g \cdot d}} \left(\frac{R_h \cdot S}{(\gamma_s - 1) \cdot d} \right)^{1/2} \quad 4.47$$

Donde C_{max} es la concentración máxima de sedimentos en unidades de masa por unidad de masa total del agua (Kg/Kg), u la velocidad media de la corriente (m/s), d es el diámetro de la partícula (m), γ_s es el peso específico de la partícula ($Kg/m^2.s^2$), g la gravedad (m/s^2), R_h es el radio hidráulico (m).

Este método no tiene valores límite para el inicio del movimiento, de modo que puede calcular concentraciones para tamaños de partículas mayores que en el movimiento inicial (Julien, 2010).

Formulación de Yang (1973)

El modelo de Yang o Unit Stream Power (1973), determina la carga total de sedimentos y está relacionado con la energía potencial de disipación por unidad de peso del agua, es decir, la potencia unitaria de flujo. Las relaciones obtenidas por regresión para la concentración de sedimentos en partes por millón (ppm o mg/l) se muestran a continuación para arenas (Julien, 2010, American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007).

$$\begin{aligned} \log C_{max} &= 5,435 - 0,286A_p - 0,457B_p + C_p D_p \\ A_p &= \log \left(\frac{v_s d}{\nu} \right) \\ B_p &= \log \left(\frac{u^*}{v_s} \right) \\ C_p &= 1,799 - 0,409A_p - 0,314B_p \\ D_p &= \log \left[\frac{S \cdot u}{v_s} - \frac{S \cdot u_c}{v_s} \right] \end{aligned} \tag{4.48}$$

Donde C_{max} es la concentración máxima respecto la Capacidad de Transporte del flujo en partes por millón (ppm), v_s es la velocidad de sedimentación de la partícula (m/s), d el diámetro medio de la partícula (m), u la velocidad media de la corriente (m/s), u^* la velocidad de corte (m/s), S la pendiente de la pérdida de carga, ν es la viscosidad cinemática del agua, y u_c/v_s es una velocidad crítica adimensional. La velocidad de corte se define según la Ecuación 4.49.

$$u^* = \sqrt{gR_h S} \tag{4.49}$$

La velocidad crítica adimensional u_c/v_s , cuando se inicia el movimiento, puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\frac{u_c}{v_s} = \begin{cases} \frac{2.5}{\log\left(\frac{u^* \cdot d}{\nu}\right)} + 0.66; & \text{para } 1.2 < \frac{u^* \cdot d}{\nu} < 70 \\ 2.05; & \text{para } \frac{u^* \cdot d}{\nu} \geq 70 \end{cases} \quad 4.50$$

La velocidad de sedimentación se determina a partir del tamaño de la partícula y la densidad, asumiendo que las partículas tienen propiedades de arrastre y de velocidades finales semejantes a partículas esféricas:

$$v_s = \frac{4 g(\rho_s - 1)}{3 C_D} \quad 4.51$$

Donde C_D es el coeficiente de arrastre de las partículas. El coeficiente de arrastre es función del número de Reynolds:

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad 4.52$$

Esta formulación se obtuvo para datos que varían entre 0.137 y 1.71 mm para tamaños de granos y 0.037 a 49.9 pies (0.01128 a 15.209 m.) para profundidad de la lámina de agua. El método de Yang tiende a subestimar el transporte para arenas más gruesas y presenta una gran discontinuidad entre las ecuaciones de arena y grava para el diámetro 2 mm. En la **Figura 4.16** se observa este comportamiento.

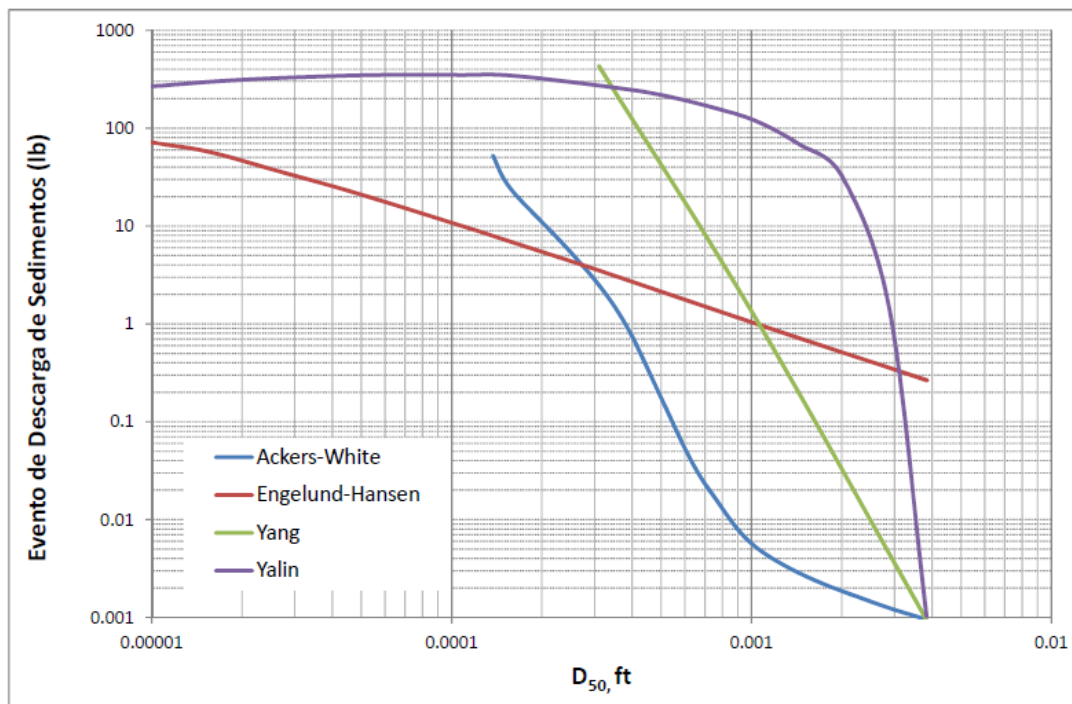


Figura 4.16. Comparación entre las metodologías para estimar la Capacidad de Transporte
Fuente: (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007)

4.3.2 EROSIÓN Y TRANSPORTE EN LOS CANALES

4.3.2.1 Procesos simulados

En los canales o surcos (rills) la erosión es estimada considerando solamente el desprendimiento por flujo, ya que el desprendimiento por impacto es despreciable, y se utiliza la misma formulación que en los elementos planos. Una vez estimada la erosión, ésta se transporta o sedimenta teniendo en cuenta la Capacidad de Transporte (**Figura 4.17**). De esta manera, los procesos simulados en los elementos canales son:

- Erosión debida al flujo (D_f),
- Transporte no permanente del suelo desprendido,
- Sedimentación controlada por la capacidad de transporte del flujo, el cual es modelado bien sea con Engelund-Hansen o Yang.

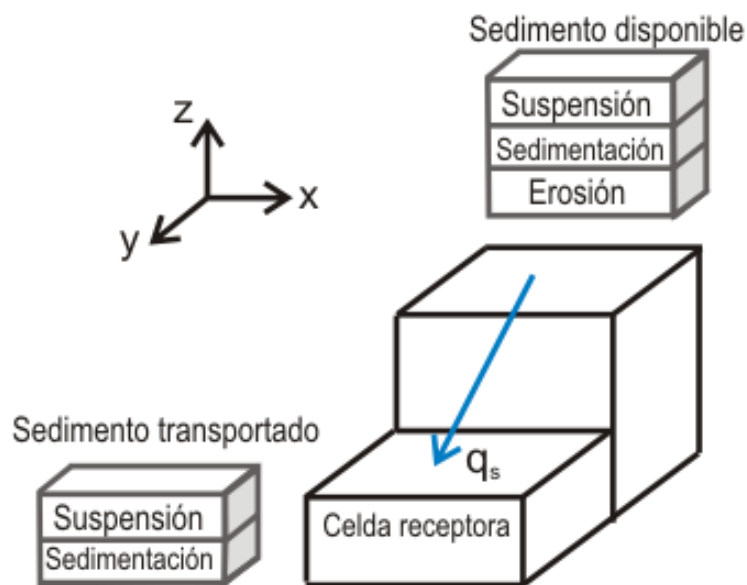


Figura 4.17. Esquema del proceso de transporte de sedimentos en los canales.
Fuente: Tomado de Rojas (2002)

4.3.2.2 Procesos Erosivos en los Canales

El proceso de desprendimiento se modeló igual que en los elementos planos. A continuación se presenta nuevamente la ecuación para el desprendimiento por flujo.

Erosión debida al flujo

El Desprendimiento por flujo se modela utilizando la Ecuación 4.42:

$$D_f = K \cdot (a\tau - \tau_c)^b \tag{4.42}$$

Donde K es un factor de erosionabilidad del suelo (s/m), τ es el esfuerzo cortante considerado en el lecho y τ_c es el esfuerzo de corte crítico (kg/m.s^2), y a y b son constantes. En el modelo se utilizan a y $b=1$.

4.3.2.3 Transporte - Sedimentación en los Canales

Se utiliza nuevamente la ecuación de transporte sólido para flujo no permanente (Ecuación 4.46), teniendo en cuenta que sólo se considera un tipo de desprendimiento:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial (q_s/v)}{\partial t} = D_f \quad 4.46$$

En los elementos canales el suelo erosionado es transportado en forma progresiva entre cada elemento canal, pero también se permite la entrada de los elementos planos tributarios a los canales.

La Capacidad de Transporte se determina utilizando las ecuaciones de Engelund-Hansen, o Yang planteadas en las ecuaciones 4.47 – 4.52.

4.3.3 TRATAMIENTO NUMÉRICO DE LAS ECUACIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

La ecuación unidimensional de transporte de sedimentos (y de otros contaminantes) se resuelve comúnmente por técnicas no divididas (*unsplit techniques*), donde todos los términos de la ecuación son resueltos en un mismo paso de tiempo. Se realiza una discretización de todos los términos de la ecuación de transporte, y se pueden utilizar esquemas numéricos como Crank-Nicholson, Preissmann o de tipo Upwind, siendo este último el más utilizado (Novak et al., 2010).

En este modelo se utiliza un esquema de tipo Upwind, que resuelve las variables en el instante t^{j+1} a partir de los valores en puntos adyacentes al de cálculo en el instante t^j . Estos esquemas tienen la ventaja de incorporar la ocurrencia del fenómeno físico ya que utilizan el hecho de que la onda se propaga a través de las líneas características en el dominio de solución x / t , de modo que el esquema numérico es descentrado y se utilizan los puntos del dominio que físicamente influyen más a cada punto de cálculo.

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = \frac{q_{s_{i+1}}^{j+1} - q_{s_i}^{j+1}}{\Delta x} \quad 4.53$$

$$\frac{\partial(\frac{q_s}{v})}{\partial t} = \frac{1}{v} \frac{q_{s_i}^{j+1} - q_{s_i}^j}{\Delta t} \quad 4.54$$

$$D_i + D_f = D_{i_i}^j + D_{f_i}^j \quad 4.55$$

Los esquemas explícitos tienen un costo computacional pequeño en cada paso de tiempo, pero para ser estables es necesario trabajar con incrementos de tiempo pequeños.

A partir de un análisis de estabilidad de los esquemas explícitos (Gómez Valentín, 1988) se ha llegado a la conclusión de que dichos esquemas, para ser estables, deben cumplir la condición de Courant, que para las ecuaciones unidimensionales de tipo onda cinemática es:

$$C = \frac{v \cdot \Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad 4.56$$

Condiciones iniciales para la erosión

Las condiciones iniciales y de frontera utilizadas son semejantes a las utilizadas para el tratamiento numérico de las ecuaciones unidimensionales de caudal líquido.

$$q_s(i, 0) = 0 \quad \forall i \quad 4.57$$

$$q_s(0, j) = 0 \quad \forall j \quad 4.58$$

Por otra parte si el canal tiene flujos tributarios las condiciones de contorno serán como se muestra a continuación:

$$q_s(0, j) = \sum_1^{c \text{ aportantes}} q_s(\text{nodo final}, j) \quad 4.59$$

CAPÍTULO 5 HERRAMIENTA SIG

5.1 JUSTIFICACIÓN DE USO DE HERRAMIENTAS SIG

Actualmente, los modelos sedimentológicos normalmente se encuentran integrados con los Sistemas de Información Geográfica (SIG), ya que de esta manera se puede lograr combinar las capacidades computacionales de los modelos erosivos y las grandes capacidades de los SIG para manejar información espacial. Al respecto, existen varios ejemplos en la literatura entre los que se podrían citar el modelo distribuido para estimar la producción de sedimentos acoplado a un SIG presentado por Lee y Kang (2014) o el sistema AGWA integrado al modelo K2 desarrollado por la EPA y la USDA (Burns et al., 2007).

Tradicionalmente los SIG han sido utilizados, y lo son en el presente modelo, para lograr los siguientes objetivos:

- Gestión de los datos: En este sentido los SIG se utilizan tradicionalmente para la gestión de datos espaciales (almacenamiento, modificación, extracción, preparación, etc.) y el procesamiento de dicha información,
- Extracción de parámetros: se refiere a la definición de los parámetros necesarios para los modelos requeridos a partir de las propiedades y características geomorfológicas de las cuencas,
- Modelación de superficies: Implica la determinación del área de cuenca con que se trabajará y de sus redes de drenaje,
- Visualización: Esta es una de los principales usos de los SIG, ya que permiten la visualización antes y después de realizar la modelación, por medio de la cual se puede verificar la información ingresada, la distribución de parámetros y en general realizar un mejor y más completo análisis de la información.

- Desarrollo de interfaces: Los SIG permiten el desarrollo de interfaces con los modelos hidrológicos y sedimentológicos, que facilitan a los usuarios el ingreso y manipulación de la información necesaria en dichos modelos.

En la actualidad existen una gran variedad de programas SIG, que varían en el sistema operativo sobre el que trabajan o las licencias que se requieren para ser usados, entre otras cosas.

ArcGis es una familia integrada de programas SIG y está basado en una librería común de componentes de programas compartidos denominados ArcObjects. ArcObjects incluye una amplia variedad de componentes programables, que van desde objetos muy pequeños (por ejemplo, objetos de geometrías individuales) hasta objetos muy grandes (por ejemplo, mapas) los cuales agregan funcionalidades de los SIG para los desarrolladores (ESRI, 2004).

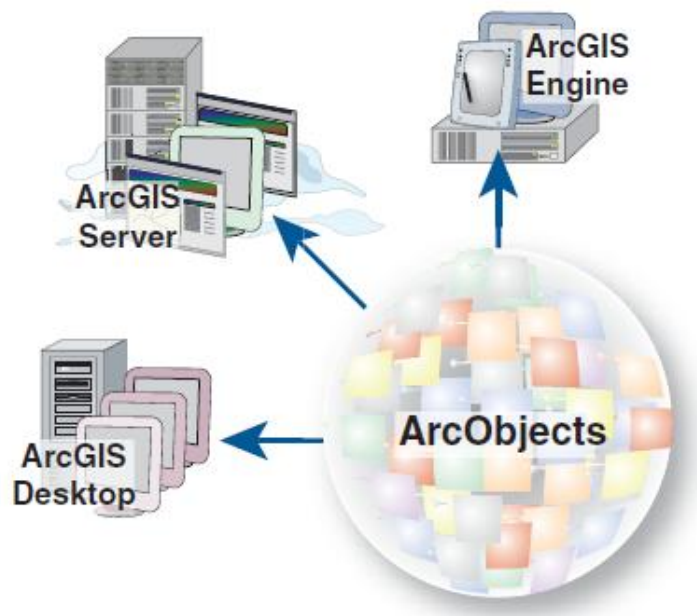


Figura 5.1. Componentes del Sistema ArcGis.

Fuente: ESRI, 2004

Quienes lo deseen pueden trabajar con ArcObjects utilizando herramientas de programación estándar para extender ArcGIS Desktop, construir aplicaciones personalizadas con ArcGIS Engine, e implementar aplicaciones para diferentes usuarios de los SIG. ArcObjects integra los productos ofrecidos por ArcGIS como se muestra en la **Figura 5.1.**

ArcGIS Desktop consta de tres herramientas interconectadas:

- ArcMap: Representa la parte central y es utilizada para realizar tareas relacionadas con los mapas, lo que incluye manipulación de la cartografía, análisis y edición.
- ArcCatalog: Esta aplicación permite organizar y gestionar la información con la que se esté trabajando (mapas, globos, “datasets”, modelos, “metadata”, servicios, etc.).
- ArcToolbox: Esta aplicación contiene herramientas para convertir datos, realizar geoprocésamiento, proyección de mapas, exportación e importación de datos.

ArcGis Desktop puede ser personalizado mediante la creación de diferentes herramientas, por ejemplo con la utilización de Visual Basic for Applications (VBA), el cual no es un lenguaje de programación como tal. Este provee un ambiente integrado de programación, llamado Visual Basic Editor (VBE), que permite desarrollar macros en Visual Basic (VB).

Mediante VBA se pueden crear comandos como botones, cajas de selección de listas (combo box, list box), que pueden ser vinculados a los códigos o marcos creados en VB, y luego agrupar dichos controles (denominados en ArcGis UICONTROLS o CONTROLS), en barras de herramientas (Toolbars).

Esta posibilidad de personalización permite la creación de manera rápida y relativamente fácil de macros que realicen las principales tareas de manipulación y manejo de los mapas, así como la obtención de parámetros de la cuenca. Adicionalmente ESRI contiene una gran cantidad de librerías disponibles que ayudan al desarrollo de dichas tareas, siendo relativamente fácil integrar las macros desarrolladas en VBA con ArcObjects, lo que permite manipular de manera directa mapas, bases de datos, tablas, etc. Por último, las aplicaciones desarrolladas en VBA pueden ser migradas a Librerías Dinámicas ActiveX de VB o .DLL. (ESRI, 2004).

Las ventajas antes expuestas justifican el desarrollo de este tipo de herramientas en ArcGis puesto que se tienen las siguientes ventajas:

- Permiten un cálculo más preciso de los parámetros físicos para operar los modelos hidrológicos y sedimentológicos,
- Se puede aumentar la resolución espacial de trabajo en todos los niveles,
- Se puede realizar un análisis espacial de parámetros que anteriormente eran tratados como uniformes, como por ejemplo los coeficientes de escorrentía.
- Se puede analizar la variación espacial de la precipitación de manera mucho más fácil, lo que a su vez permite hacer análisis en diferentes puntos de la cuenca.

5.2 DESARROLLO DE LA HERRAMIENTA

La herramienta parte de la identificación de las características geomorfológicas del terreno, a partir del cual se deben diferenciar tres capas: Modelo de Elevación Digital (MED) del Terreno, Capa de Cobertura de los Suelos y Capa de Suelos, de la manera que se muestra en la **Figura 5.2**. Cada una de dichas capas será un modelo Ráster, con idéntica resolución espacial. Estas capas suelen estar ya creadas o disponibles en diferentes entidades (Servicios cartográficos, Geológicos, etc.) y a las que se puede recurrir para iniciar el proceso.

Es importante definir la resolución de trabajo, ya que una muy baja resolución inducirá errores en la definición de las propiedades geomorfológicas a extraer del MED (fuentes) y por lo tanto en los resultados de la modelación hidrológica y sedimentológica. Por el contrario, una muy alta resolución conlleva costos computacionales que pueden no ser compatibles con las capacidades de modelación, con lo que no se logrará ejecutar el modelo.



Figura 5.2. Extracción de propiedades a partir de los mapas
Fuente: Mas (2011)

Los mapas ráster de información primaria creados, se constituyen como un conjunto de celdas organizadas en filas y columnas cuyo origen se encuentra en la esquina superior izquierda. Para su análisis se recorren de izquierda a derecha y de arriba abajo tomando matrices de 3x3 sucesivamente, como se muestra en la **Figura 5.3**.

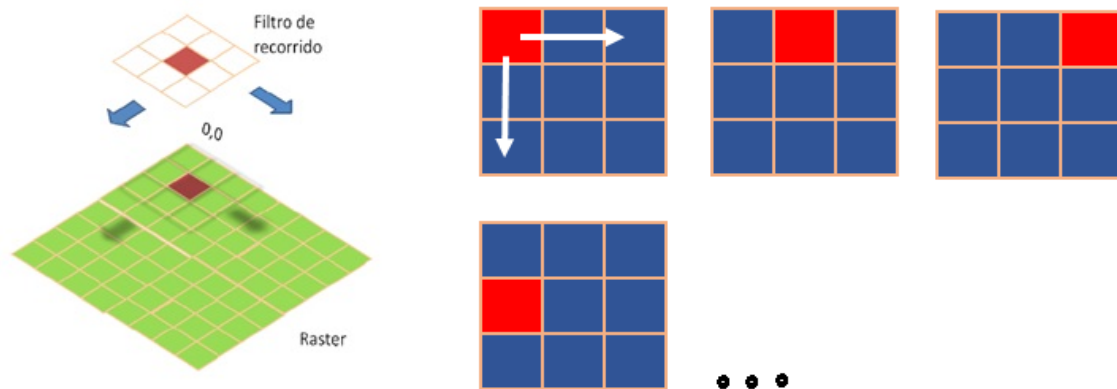


Figura 5.3. Recorrido de un mapa ráster.
Fuente: Reyes Peralta (2008)

Una vez definidas las capas a partir de las cuales se obtendrá la información, se realizará el proceso de extracción de las propiedades principales de la cuenca, utilizando las herramientas de análisis espacial: Llenado de sumideros (puntos bajos), definición de pendientes, de orientación de cada celda, de acumulación de flujo, de redes de drenaje y delimitación de la cuenca.

- Llenado de sumideros

Para poder conducir el agua hasta el punto de desagüe, el SIG ArcGis requiere que no existan sumideros o puntos discontinuos. Un sumidero es definido como “una celda con una dirección de drenaje indefinida y las celdas que lo rodean son más altas” (ESRI, 2012). La presencia de sumideros puede generar errores en los procedimientos siguientes y por tal razón se requiere “rellenar” los sumideros (ver **Figura 5.4. Procedimiento para rellenar sumideros utilizado por ArcGis**). La herramienta se denomina Fill y realiza iteraciones hasta que se rellenan todos los sumideros dentro de un límite Z especificado.

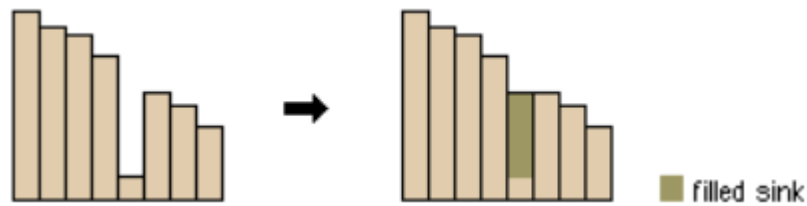


Figura 5.4. Procedimiento para rellenar sumideros utilizado por ArcGis
 Fuente: ESRI, 2012

- Pendientes

La pendiente es un parámetro vital puesto que a partir de ésta se calculan la mayor parte de los cálculos sucesivos, por lo que se conceptúa como el parámetro definitorio del relieve. Es fundamental para la determinación de las redes de flujo, el riesgo de erosión, la infiltración del agua, por lo que debe determinarse con la mejor precisión posible, lo que a su vez dependerá de la resolución utilizada.

La pendiente se calcula como el ángulo existente entre el vector normal a la superficie en ese punto y la vertical, de acuerdo con la Ec. 5.1:

$$\gamma = \tan^{-1} \sqrt{\left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2} \quad 5.1$$

Donde las tasas de cambio se pueden estimar de acuerdo a la organización de celdas que se muestra en la **Figura 5.5**, y las ecuaciones 5.2 y 5.3:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{(c + 2f + g) - (a + 2d + g)}{(8 * tamaño_{celda_x})} \quad 5.2$$

$$\frac{\partial z}{\partial y} = \frac{(g + 2f + i) - (a + 2b + c)}{(8 * tamaño_{celda_y})} \quad 5.3$$

Utilizando dichos algoritmos, ArcGis estima las pendientes como se muestra en el ejemplo de la **Figura 5.5**, donde para las celdas con elevación como las mostradas en dicha figura con tamaño de celdas de 5 unidades se obtienen las pendientes en grados mostradas a la derecha (Burrough y McDonell, 1998). La pendiente también se puede obtener en porcentaje de inclinación, que es la medida más utilizada en los cálculos hidráulicos.

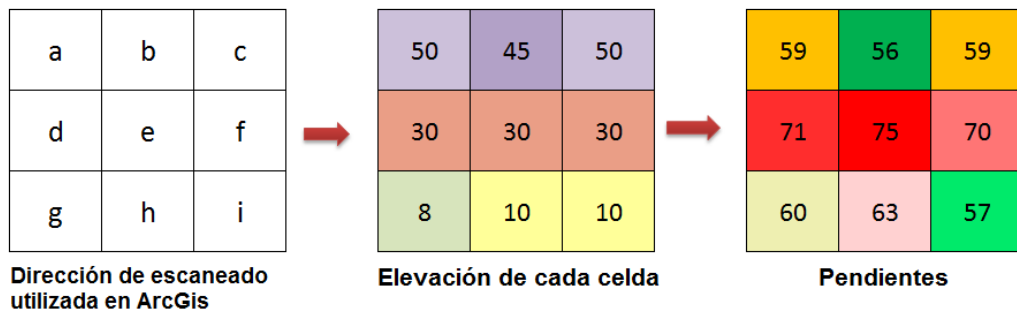


Figura 5.5. Procedimiento para el cálculo de la pendiente de ArcGis.
Fuente: Burrough y MacDonell (1998)

- Orientación

Se define como el ángulo existente entre el vector que señala el Norte y la proyección sobre el plano horizontal del vector normal a la superficie de ese punto. Al igual que la pendiente, la orientación o dirección de flujo se estiman con los gradientes de la celda. Los valores se estima en ángulos entre 0 – 360° y se ajustan a ángulos de 45° de acuerdo a lo que se muestra en la **Figura 5.6**, asignando valores entre 1 – 128 de acuerdo a dicho ángulo. Este enfoque comúnmente se denomina el modelo de flujo de ocho direcciones (D8) y sigue un acercamiento presentado en Jenson y Domingue (1988).

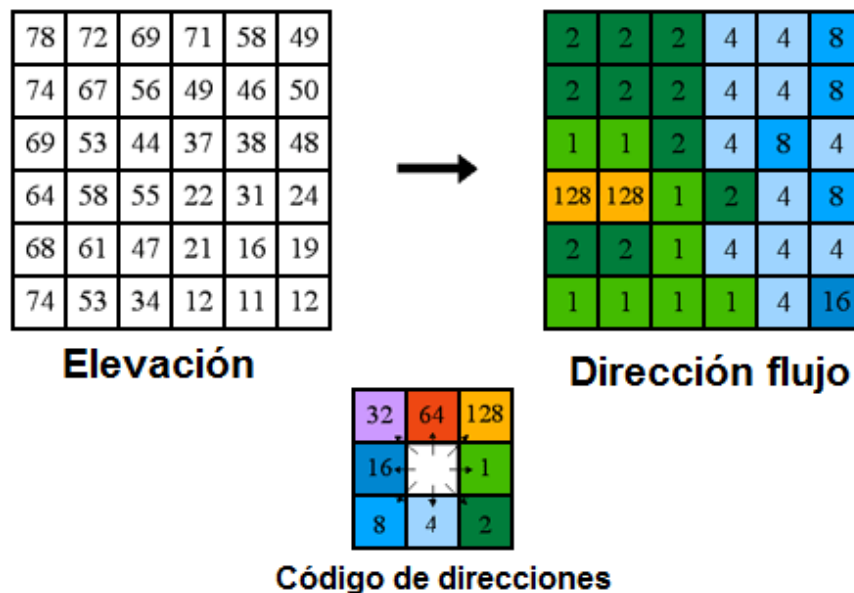


Figura 5.6. Modelo de codificación de la dirección de flujo en ArcGis.
Fuente: ESRI (2012).

- Acumulación de flujo

Una vez obtenidas las direcciones del flujo en cada celda, se estima el número de celdas que fluyen hacia la celda que se está analizando. Las celdas con una acumulación de flujo alto son áreas de flujo concentrado y serán útiles para determinar los canales o drenajes. El procedimiento utilizado es el que se muestra en la **Figura 5.7**.

Con el mapa de Acumulación de flujo se puede obtener el mapa de canales, aplicando un condicional a las celdas, como por ejemplo $\text{FlowAcc} > 5000$, lo que quiere decir que se extraigan del mapa de Acumulación de flujo solo aquellas celdas con valores superiores a 5000 celdas tributarias. Este valor debe estar determinado por el usuario y dependerá de las condiciones propias de la cuenca. También un valor más bajo o más alto, redundará en una definición más completa de la red hidrográfica, con mayor o menor número y longitud de canales de evacuación. Este procedimiento también permite clasificar las celdas según el tipo de flujo, en celdas con flujo superficial (en el ejemplo serían $\text{FlowAcc} < 5000$) y en celdas con flujo canalizado (las restantes) otorgándoles el valor de 0 o 1 respectivamente.

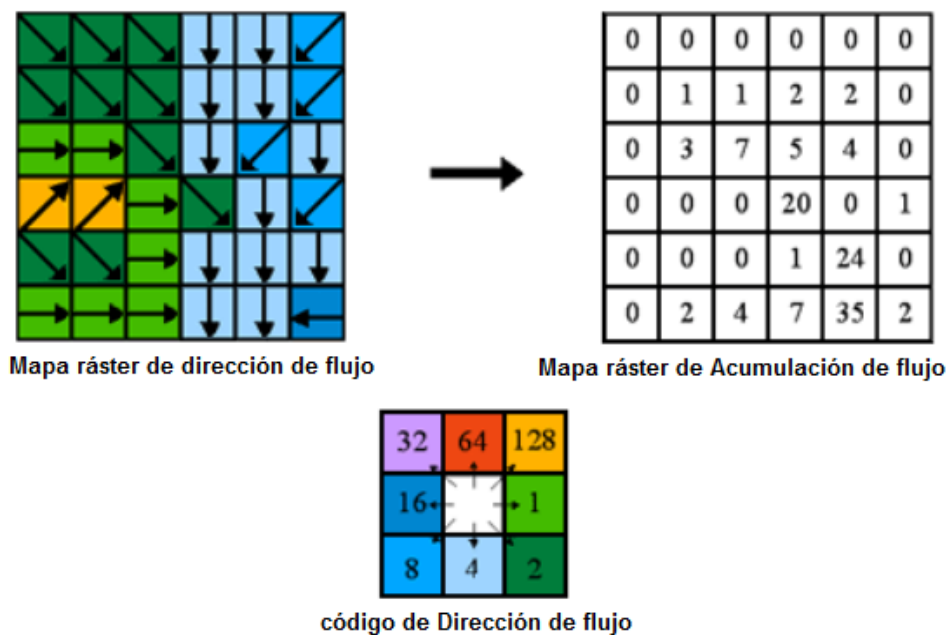


Figura 5.7. Procedimiento utilizado en ArcGis para obtener el Mapa de Acumulación de Flujo.

Fuente: ESRI (2012)

- Cuenca Hidrográfica

Se determina el área de contribución a un punto de desagüe o de salida. Los puntos de salida se definen como las intersecciones de las redes de drenaje y son identificadas a partir del mapa de dirección de flujo.



Figura 5.8. Cuencas hidrográficas delineadas.

Fuente: ESRI (2012)

Una vez definidas las principales características de la cuenca, se realiza el proceso de parametrización u obtención de parámetros a partir de los mapas de suelos y uso de suelos. Este se programó mediante la herramienta reclasificación, que consiste en reasignar los valores del mapa ráster según lo indicado por el usuario, a través de una tabla de reclasificación.

- Obtención de parámetros

Para realizar la parametrización se utiliza la función Reclass de ArcMap, la cual mediante el uso de una tabla (denominada Remap) se identifica y reasigna el valor de una celda por el nuevo valor indicado, como se observa en la *Figura 5.9*.

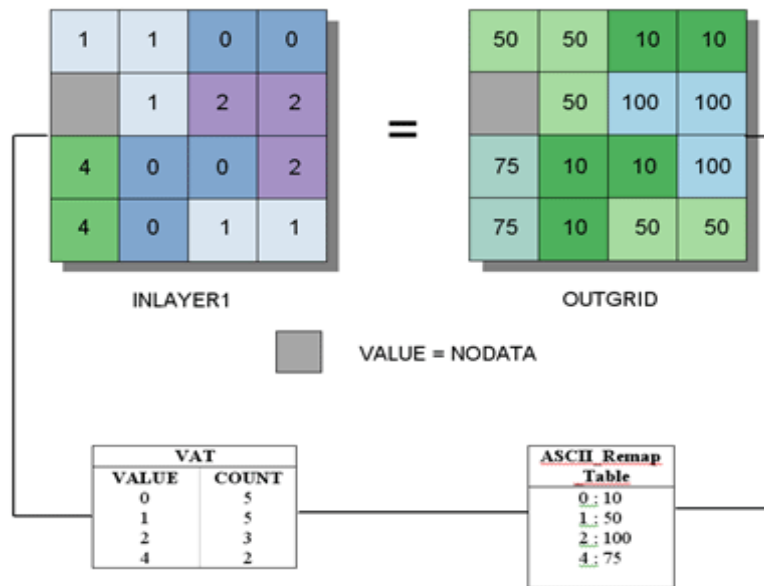


Figura 5.9. Parametrización mediante la reclasificación de los mapas ráster
Fuente: ESRI (2012)

- Polígonos de Thiessen

Para determinar el área aferente a cada estación pluviométrica se utiliza la herramienta de generación de polígonos de Thiessen de las herramientas de geoprocésamiento de ArcInfo.

Los Polígonos de Thiessen se construyen en ArcInfo mediante los siguientes pasos indicados en la web de ayuda de ESRI (2012)(ver **Figura 5.10**):

- Los puntos de entrada se exploran de izquierda a derecha y de arriba a abajo. Los puntos más cercanos que la tolerancia de proximidad a los puntos previamente explorados se omiten.
- Todos los puntos se triangulan en una red irregular de triángulos (TIN) que cumple el criterio de Delaunay.
- Se generan mediatrices perpendiculares para cada borde de triángulo, formando los bordes de los polígonos de Thiessen. Las ubicaciones en las que se intersecan las mediatrices determinan las ubicaciones de los vértices de los polígonos de Thiessen.
- Los polígonos de Thiessen se construyen para generar topología de polígonos. Las ubicaciones de los puntos se utilizan como puntos de etiqueta para los polígonos de Thiessen.

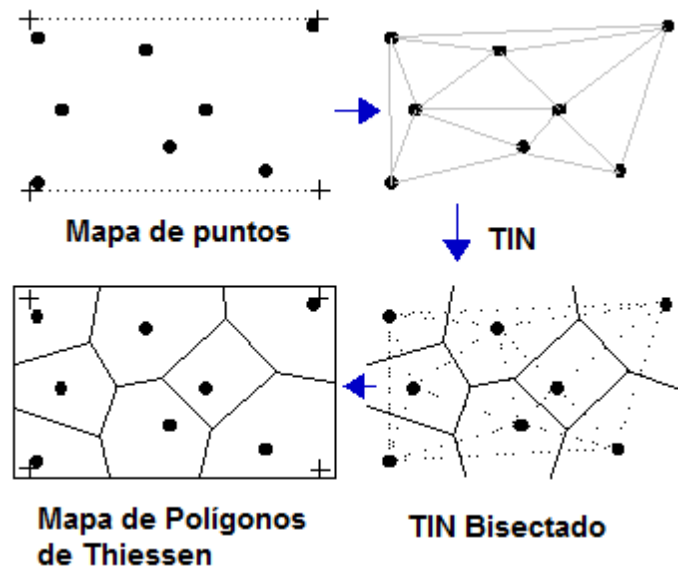


Figura 5.10. Polígonos de Thiessen
Fuente: ESRI (2012)

5.2.1 FUNCIONAMIENTO DE LA HERRAMIENTA

El modelo consta de dos componentes generales, la herramienta desarrollada en Matlab que realiza los cálculos hidrológicos, hidráulicos y sedimentológicos, a la cual se deben ingresar la matrices con un formato especial y la herramienta en base SIG, desarrollada en Visual Basic, que permite la generación de dichas matrices con los formatos adecuados a la herramienta en Matlab.

La herramienta consiste de una serie de formularios que permiten ingresar información y mapas, con los cuales se pueden generar los parámetros necesarios para correr el programa de Matlab.

Para iniciar a trabajar con la herramienta se debe copiar la Plantilla de ArcGis "UrbTemplate.mxt" en cualquier directorio del equipo (ver **Figura 5.11**). Luego, se puede guardar la plantilla con el nombre seleccionado por el usuario o abrir un nuevo proyecto en ArcGis y adicionar la Plantilla al proyecto.

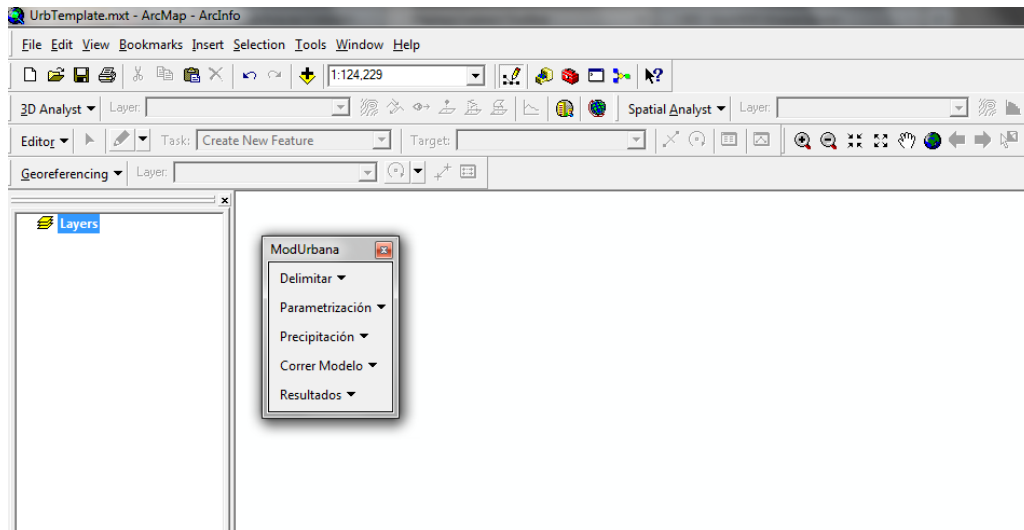


Figura 5.11. Plantilla que contiene la herramienta de apoyo al proceso de modelación hidrológica y sedimentológica de cuencas urbanas de cabecera.

Fuente: elaboración propia.

La herramienta consta de un formulario principal, que se observa en la **Figura 5.11**, con una serie de menús que permiten:

- a) Caracterizar la cuenca,
- b) Realizar la parametrización de la cuenca,
- c) Generar los archivos de precipitación,
- d) Generar el archivo de entrada de datos y realizar la simulación, y por último
- e) Visualizar los resultados obtenidos.

5.2.1.1 Preparación datos de entrada

Para poder utilizar la herramienta se requiere que en la configuración regional los decimales se separen con punto y los miles con coma.

Antes de comenzar a utilizar la herramienta se debe realizar la preparación de los datos de entrada. Se requieren como datos de entrada los siguientes mapas georeferenciados y recortados al área de cuenca:

Nombre	Tipo
Modelo de Elevación Digital	Grid
Cobertura y Usos del Suelo	Grid
Suelos	Grid
Punto de Salida de Cuenca	Grid
Estaciones pluviométricas	Shape File

Adicionalmente, se requieren las siguientes tablas de datos:

Nombre
Tabla de propiedades derivadas de los usos del suelo.
Tabla de propiedades derivadas del tipo de suelo.
Tabla con la tormenta usada para la simulación.

Toda la información mencionada debe estar geo-referenciada y los mapas deben tener la misma resolución, la que debe tener suficiente detalle para que el mapa de drenajes sea simulado con suficiente exactitud. Si no tienen la misma resolución, los mapas deben ajustarse antes de iniciar el proceso de simulación.

Las tablas por su parte deben ser tablas relacionales, lo que quiere decir que deben contener campos vinculantes con los mapas respectivos. El mapa de Cobertura de Suelos debe contener un número de referencia que identifique la clase de cobertura de suelos, de modo que se pueda encontrar dicho número en la tabla de Cobertura. De igual manera la capa de Suelos debe poderse relacionar con la Tabla de propiedades de Suelos (esto se explica con más detalle más adelante). Existen tablas a manera de plantilla que pueden ser modificadas con los tipos de cobertura y de Suelos a utilizar en cada simulación. Por otra parte, la tabla de Precipitación debe contener un primer campo donde se indique el número de la estación pluviométrica a la que corresponde, de modo que para cada estación se tendrá una columna de información. Los números que identifican las estaciones pluviométricas deben ser coincidentes con los indicados en el mapa de estaciones pluviométricas. Las tablas son descritas en mayor detalle más adelante cuando se describe el botón respectivo de la herramienta.

5.2.1.2 Delimitación de la cuenca

Para iniciar el proceso de modelación la cuenca debe ser delimitada y se deben definir sus propiedades características: pendientes, orientación o dirección de flujo, número de celdas tributarias o mapa de acumulación de flujo, definición de la red de drenaje y finalmente, definir el área de la cuenca así como sus límites. Para la delimitación de la cuenca se generó el formulario que se muestra en la **Figura 5.12**, el cual se despliega cuando se hace clic en el botón “Delimitar Cuenca”.

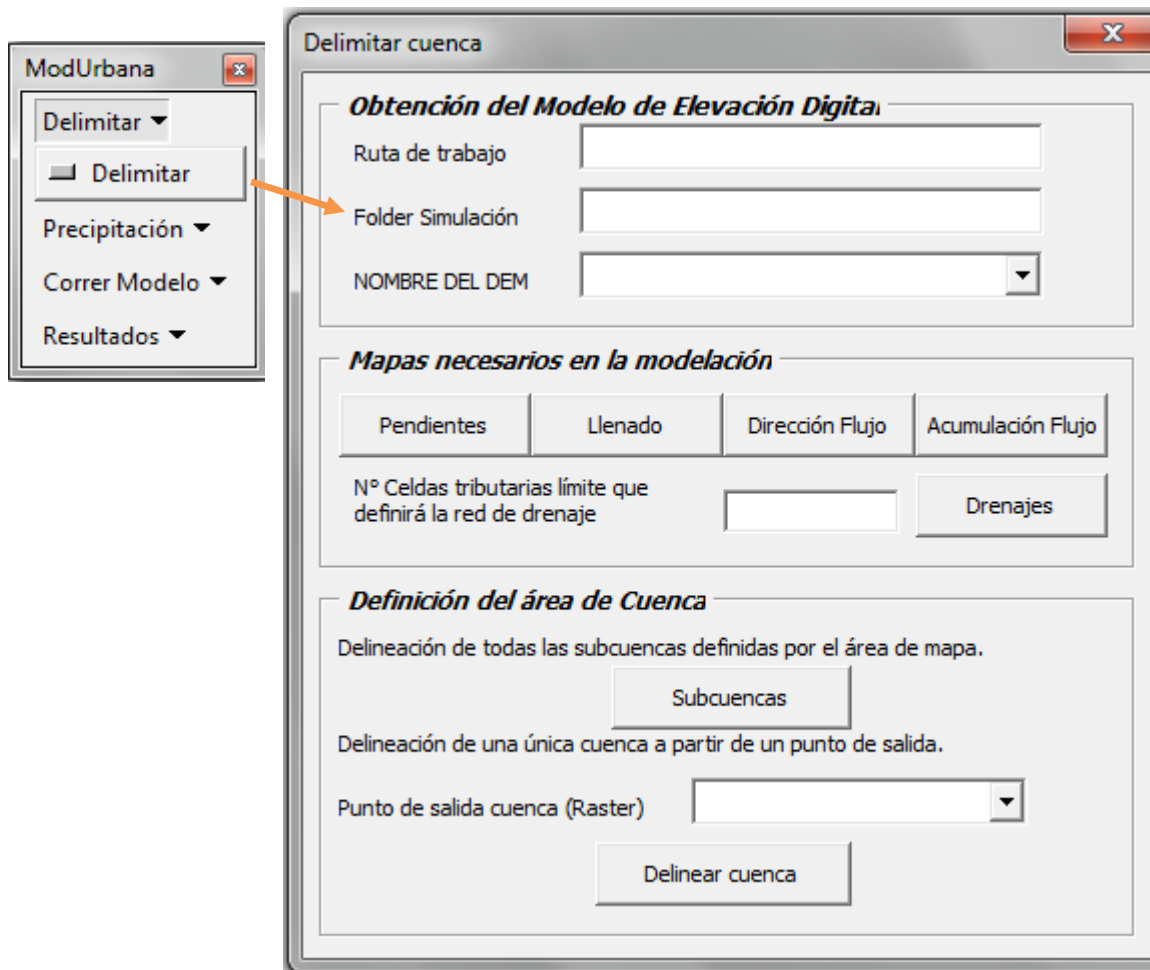


Figura 5.12. Formulario que permite definir el mapa de elevación y generar la cuenca.
Fuente: elaboración propia.

Con este formulario se pueden generar los mapas: Pendientes, llenado de sumideros (operación Fill), Dirección de flujo, Acumulación de flujo, Corrientes y el mapa de Cuenca así como el polígono que la delimita.

Para generar la cuenca se tienen dos opciones; en la primera, si se tiene delimitada el área de cuenca, se generan todas las posibles subcuencas de acuerdo al mapa de Dirección de flujo y el mapa de corrientes. La segunda opción permite al usuario definir un punto de salida y generar una única cuenca a partir de ésta. Con esta opción se genera también un mapa tipo polígono que define el límite de la cuenca. Este mapa será muy útil posteriormente para recortar, de ser necesario, los mapas siguientes.

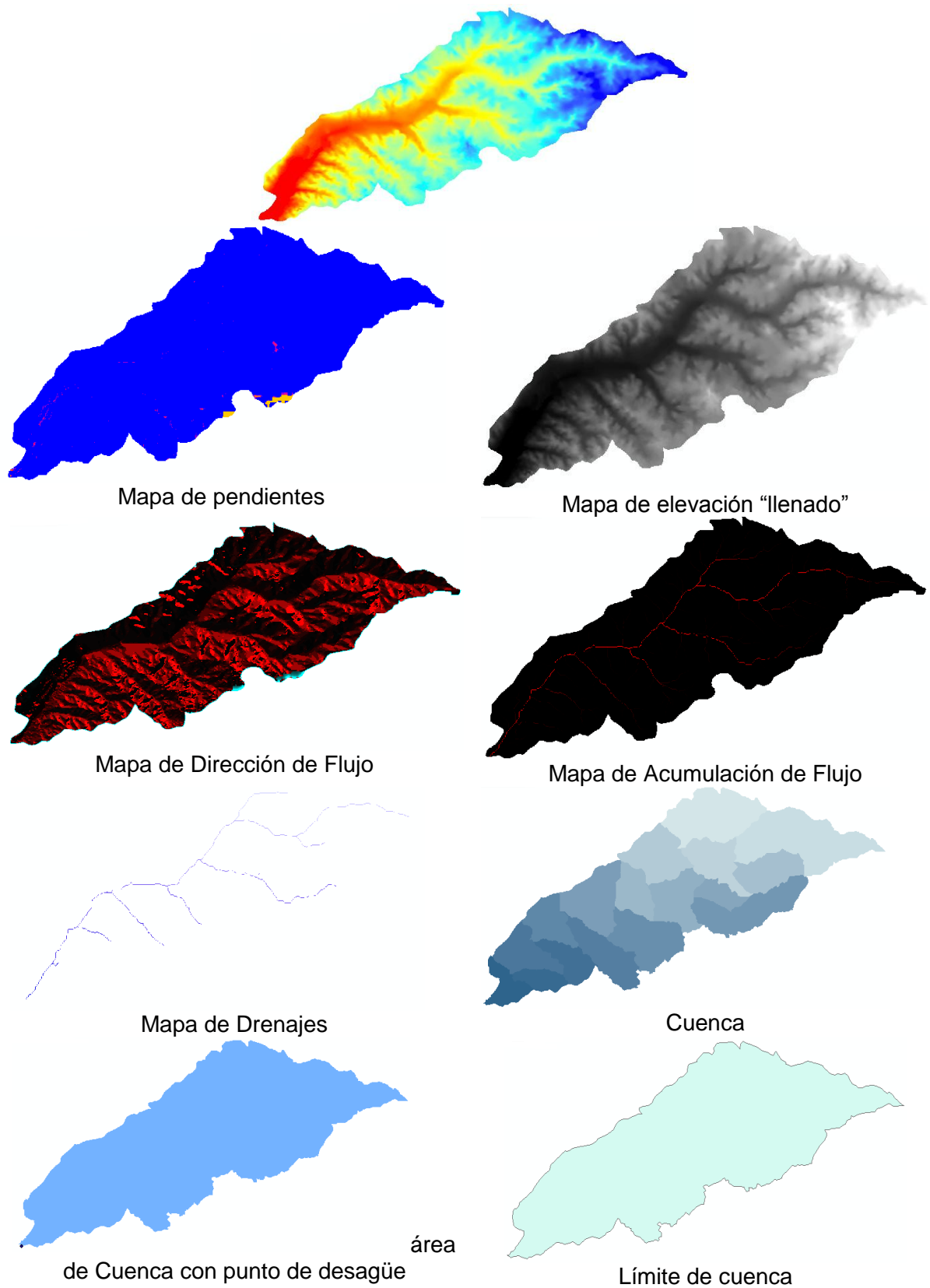


Figura 5.13. Mapas generados mediante el formulario Delimitar Cuenca

Fuente: elaboración propia

Para esta parte se requiere como entradas el Mapa Digital de Elevaciones (tipo ráster), la ruta de trabajo o Folder donde quedará almacenada toda la información sobre esta simulación y el nombre que se le asignará a la carpeta de Simulación. Una vez definidas estas dos carpetas, el código generará una carpeta Temporal donde se almacenarán todos los mapas generados por la herramienta, mientras que en la carpeta de simulación se almacenarán solamente los mapas necesarios para correr el modelo en Matlab (en formato ASCII).

Los nombres de los archivos de salida quedan definidos por defecto como **Pendientes**, **Filled_DEM**, **Orientacion**, **Acumulacion**, **Corrientes**, **Cuencas**, **CuencaCompleta** (única cuenca con un punto de salida definido por el usuario) y **Limite-Cuenca** respectivamente. De estos, los mapas **Pendientes**, **Orientacion**, **Acumulacion** y **Corrientes** son exportados en formato ASCII a la carpeta de **simulación**.

Los mapas requeridos para la simulación son convertidos a archivos tipo ASCII de modo que puedan ser leídos por el programa en Matlab. En este orden de ideas, los mapas ASCII almacenados en esta carpeta (Simulación) son corregidos por la herramienta de ArcGis para eliminar información no útil en Matlab, como la información de cabecera (coordenadas de origen, tamaño de celda, etc.) de manera que dejan de ser mapas.

Los mapas generados mediante esta herramienta se muestran en la **Figura 5.13**.

5.2.1.3 Parametrización

Una vez definidas las propiedades físicas de la cuenca, se deben parametrizar los elementos (celdas) de la cuenca. Para esto se debe hacer clic en el menú Parametrización, donde se despliega un submenú con tres opciones: Geometría de los canales, Cobertura Vegetal y Suelos, lo que indica que se pueden parametrizar a partir de dichos mapas. En cada botón se despliegan los formularios correspondientes (ver **Figura 5.14**).

Parametrización de la Geometría de la cuenca

La parametrización de la geometría consiste en asignar las propiedades geométricas de la sección transversal de los elementos canales. Estos se pueden representar como elementos geométricos rectangulares, triangulares o trapezoidales. La base se asigna de acuerdo con el área drenante a cada celda por medio de las relaciones de geometría hidráulica propuestas por Leopold y Maddock (1953), para lo cual se requieren los parámetros **a** y **b** que dependerán de cada cuenca, como fue previamente definido en el *capítulo 4.1.2 Caracterización geométrica*

de los Canales. De acuerdo a la teoría de Leopold y Maddock las características geométricas (ancho y profundidad) del canal dependen del área drenante a través de las relaciones siguiente:

$$W = \frac{7.24 \cdot A_w^{0.34}}{100} = a \cdot A_w^b \quad 4.1$$

$$h = \frac{5.01 \cdot A_w^{0.15}}{100} = c \cdot A_w^d \quad 4.2$$

En el programa en Matlab se pueden utilizar los coeficientes a, b, c y d, como se indica en las ecuaciones anteriores o se puede utilizar datos de campo directamente en caso de tener información sobre la geometría de los drenajes de la cuenca. El programa en Matlab utiliza los valores de a, b y el ángulo de las bancas para determinar la altura en función del ancho, y para permitir definir otras geometrías para los canales.

En el caso de que no se tenga información sobre la geometría de la cuenca, la EPA recomienda algunos valores para hallar el ancho y la profundidad según el tipo de drenaje, los que son recopiladas en la Tabla 4.1. Aunque estos valores han sido hallados para ríos en Estados Unidos, muchos países han determinado dichos valores y podrían ser consultados en cada caso.

En el formulario que se muestra en la **Figura 5.14**, se asignan los valores anteriormente indicados para los parámetros a y b. Si estos valores no se llenan, el programa asigna unos valores por defecto para que éstos no queden en blanco. El tipo de geometría se define por medio del ángulo de las bancas de la sección transversal (90° forma rectangular, otros grados y base forma trapezoidal, otros grados y base igual a cero forma triangular).

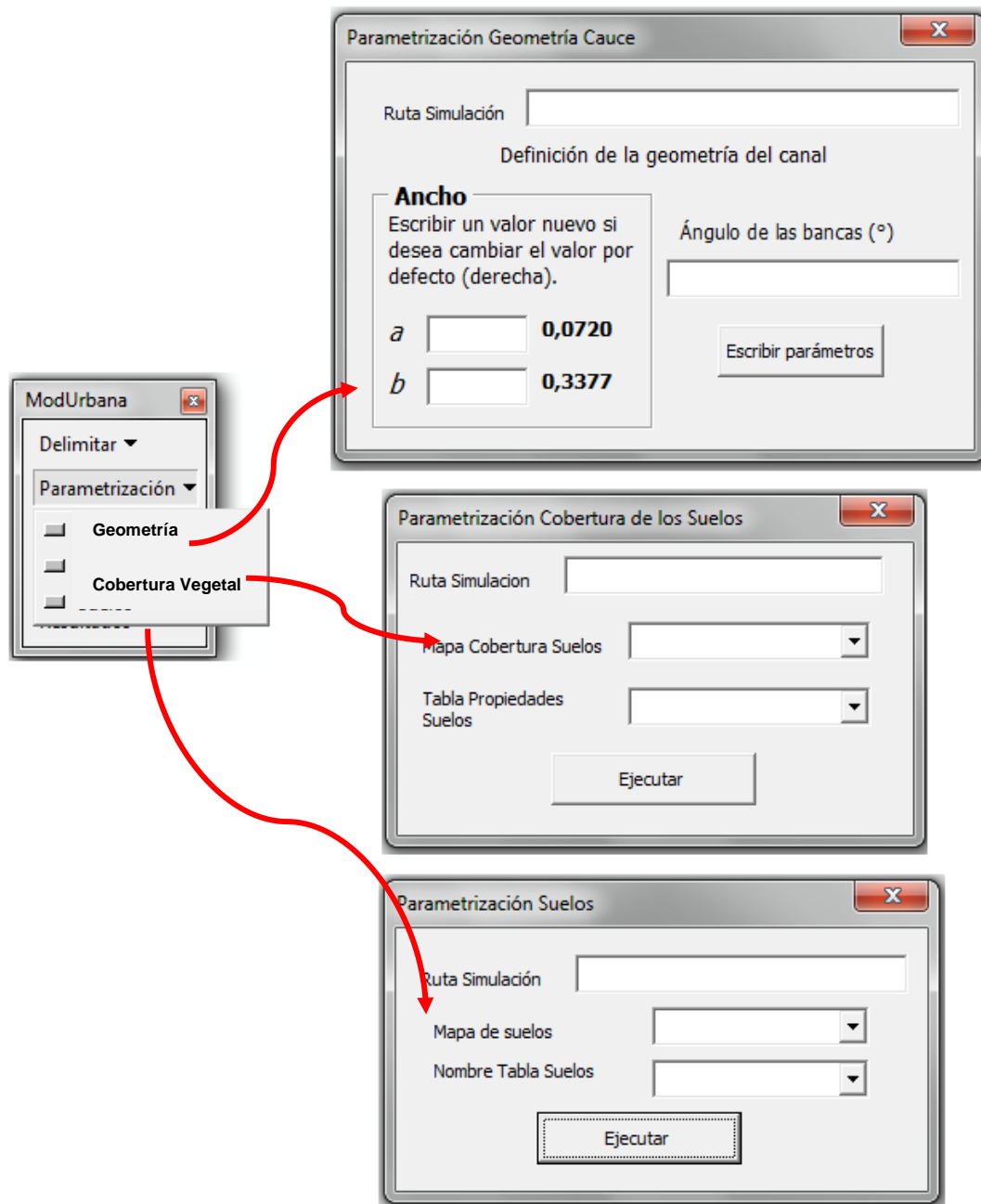


Figura 5.14. Formulario que permite Parametrizar cada celda de acuerdo con los mapas de Cobertura y de Suelos
Fuente: elaboración propia

Parametrización según la Cobertura de Suelos

Para realizar la parametrización de la Cobertura de Suelos, el formulario pregunta por el mapa de Cobertura y uso de Suelos y la tabla que contiene las propiedades a correlacionar. El código realiza una conversión por medio de una macro reclasificando el mapa de cobertura de

acuerdo a la tabla ingresada para obtener los mapas de Rugosidad de Manning, Profundidad de Interceptación y Porcentaje de cobertura, que se llamarán respectivamente **Manning, Inter y Cober** (ver **Figura 5.15**). Debido a que si se exportan todos los mapas generados se reduciría la eficiencia del código en Matlab, sólo se exporta el mapa de Cobertura (formato ASCII), el mapa de Manning (ASCII) y la tabla de propiedades (formato Excel), de modo que el código puede realizar la operación de definición de propiedades en cada ciclo, ahorrando costos computacionales. En ArcGis se realiza la parametrización solamente con la finalidad de visualizar los mapas resultantes para evaluar la validez de los datos ingresados en la tabla de propiedades, antes de realizar la simulación.

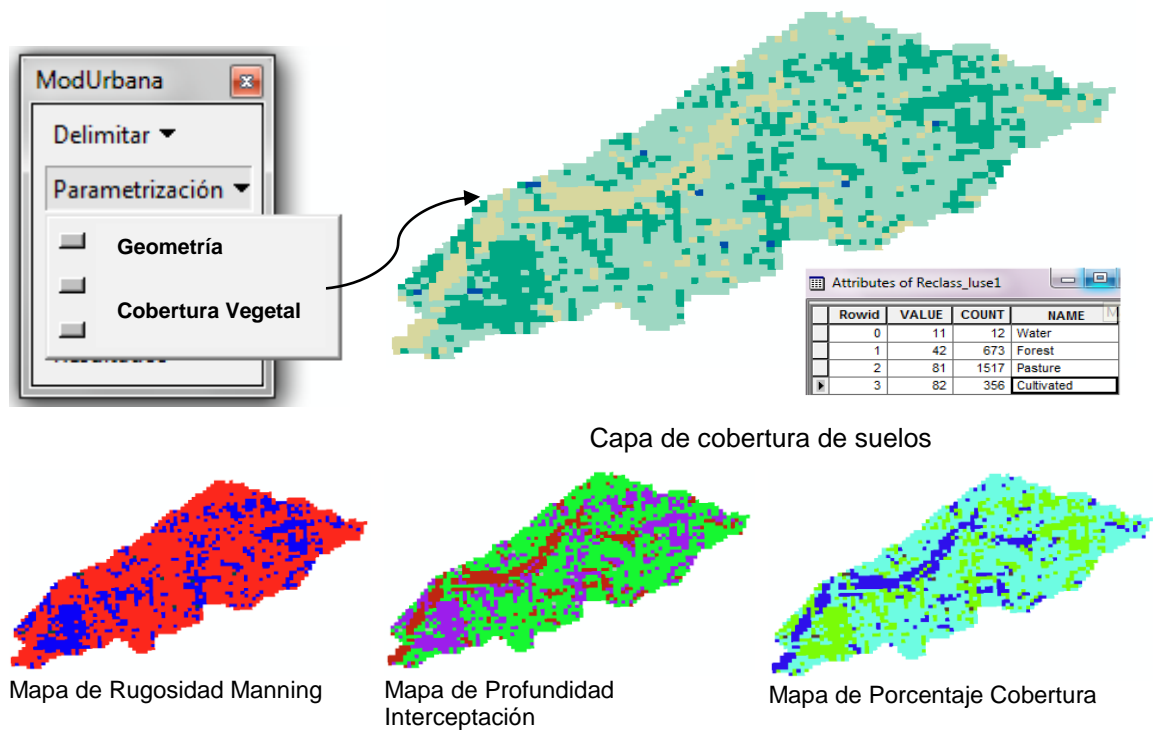


Figura 5.15. Mapas generados a partir del Mapa de Cobertura y Usos del Suelo
Fuente: elaboración propia

La parametrización de la cobertura de los suelos, se realiza a través de una tabla que debe contener las propiedades antes mencionadas de acuerdo a la clasificación de tipos de cobertura y usos de suelos utilizada. Para poner un ejemplo se muestra a continuación la tabla **mrlc_2001.dbf** (ver **Tabla 5.1**) desarrollada por el consorcio **Multi - resolution Land Characteristics MRLC** que como su nombre indica es una unión de diferentes instituciones gubernamentales Norte-Americanas, con el objetivo de proveer información digital sobre la cobertura vegetal y datos complementarios.

Tabla 5.1. Tipos de Cobertura y propiedades derivadas de ellos, según la NALC.

Fuente: (EPA, 2007)

CLASS	NAME	A	B	C	D	COVER*	INT**	N***
11	Open Water	100	100	100	100	0	0	0
12	Perennial Ice/Snow	98	98	98	98	0	0	0
21	Developed, Open Space	68	79	86	89	90	2.50	0.040
22	Developed, Low Intensity	77	85	90	92	15	0.10	0.015
23	Developed, Medium Intensity	81	88	91	93	10	0.08	0.012
24	Developed, High Intensity	89	92	94	95	2	0.05	0.010
31	Barren Land	82	88	91	93	8	0	0.010
32	Unconsolidated Shore	82	88	91	93	0	0	0.010
41	Deciduous Forest	55	55	75	80	50	1.15	0.015
42	Evergreen Forest	55	55	70	77	50	1.15	0.015
43	Mixed Forest	55	55	75	80	50	1.15	0.015
51	Dwarf Shrub	63	77	85	88	25	0.90	0.055
52	Scrub/Shrub	63	77	85	88	25	0.90	0.055
71	Grassland/Herbaceous	49	69	79	84	25	2.00	0.015
72	Sedge herbaceous	49	69	79	84	25	2.00	0.015
73	Lichens	63	77	85	88	25	3.00	0.055
74	Moss	63	77	85	88	25	3.00	0.055
81	Pasture/Hay	68	79	86	89	70	2.80	0.040
82	Cultivated Crops	71	81	87	91	57	1.75	0.040
90	Woody Wetlands	85	85	90	92	70	1.15	0.060
91	Palustrine Forested Wetland	85	85	90	92	70	1.15	0.060
92	Palustrine Scrub/Shrub	85	85	90	92	70	1.15	0.060
93	Estuarine Forested Wetland	85	85	90	92	70	1.15	0.060
94	Estuarine Scrub/Shrub	85	85	90	92	70	1.15	0.060
95	Emergent Herbaceous Wetlands	77	77	84	90	70	1.15	0.060
96	Palustrine Emergent Wetland	77	77	84	90	70	1.15	0.060
97	Estuarine Emergent Wetland	77	77	84	90	70	1.15	0.060
98	Palustrine Aquatic Bed	77	77	84	90	70	1.15	0.060
99	Estuarine Aquatic Bed	77	77	84	90	70	1.15	0.060

A,B,C,D: Número de Curva para grupo de suelo hidrológico

***COVER:** Porcentaje de cobertura.

**** INT:** Profundidad de Interceptación (mm)

***** N:** Rugosidad de Manning

Las instituciones que conforman el consorcio son el Servicio Geológico de los EE.UU. (*U.S. Geological Survey USGS*), la Agencia de Protección Ambiental (*Environmental Protection Agency - EPA*), la Administración Atmosférica y Oceánica (*National Oceanic and Atmospheric Administration - NOAA*), el Servicio Forestal de los EE.UU. (*U.S. Forest Service - USFS*), así como la Agencia Nacional Espacial y Aeronáutica (*National Aeronautics and Space Administration - NASA*), el Comité de Gestión del Terreno (*Bureau of Land Management - BLM*), el Servicio de

Parques Nacionales (*National Park Service*), el Servicio de Pesca y Vida Silvestre (*U.S. Fish and Wildlife Service - USFWS*), la Oficina de Minería del Suelo (*Office of Surface Mining - OSM*), y el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (*Natural Resource Conservation Service – NRCS, antiguo SCS*).

Dicho consorcio ha generado 4 bases de datos. Toda la información referente a las bases de datos generadas por dicho consorcio así como las definiciones de los tipos de usos de suelo se pueden encontrar en <http://www.epa.gov/mlc/definitions.html>.

Es posible que cada región cuente con bases de datos diferentes correspondientes a la caracterización propia de cada una, pero es importante mencionar que cualquiera sea la tabla utilizada, ésta siempre debe contener información sobre la profundidad de Interceptación (mm), Porcentaje de cobertura superficial (%) y Coeficiente de Rugosidad de Manning, así como la respectiva clasificación aquí denominada CLASS cuyo campo debe coincidir con el campo VALUE del mapa de Cobertura de Suelos.

Parametrización según el tipo de Suelo

Por otra parte, a partir del mapa de suelos y utilizando una tabla que correlacione las propiedades texturales del suelo con los parámetros requeridos (ver *Figura 5.16*), se pueden obtener los mapas de: Conductividad Hidráulica (Permeabilidad), Capilaridad del suelo (Capilaridad), Porcentaje de Saturación Máxima (Smax), Porosidad (Porosidad) y Coeficiente de Erosionabilidad por flujo del suelo (Erosionabilidad). De este módulo se exporta a la carpeta de simulación el mapa de suelos (formato ASCII) y la tabla de propiedades de suelos (formato EXCEL).

De manera análoga a lo que sucede con la parametrización debida a la cobertura vegetal, la tabla utilizada para definir las propiedades hidráulicas de los suelos es fundamental en el proceso de parametrización. A continuación se presenta una tabla ejemplo donde se presentan varias texturas y las propiedades asociadas.

La *Tabla 5.2* se puede construir a partir de estudios específicos para la zona de estudio (si existen) o de información local. En cualquier caso, el campo TEXTID debe corresponder al campo VALUE del mapa de Suelos. Es también importante tener en cuenta que las unidades deben ser las indicadas en la tabla anterior.

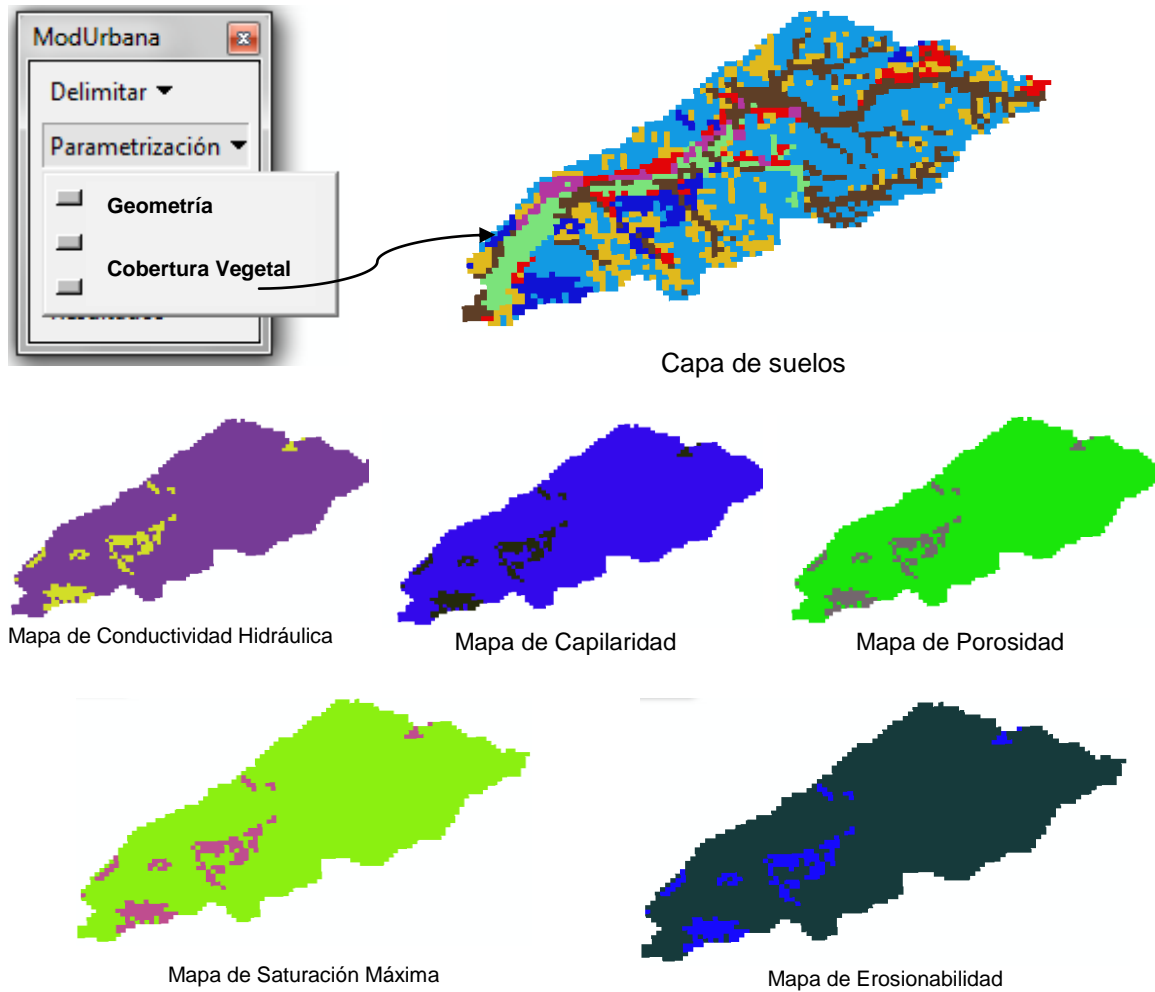


Figura 5.16. Mapas generados a partir del Mapa de Suelos

Fuente: elaboración propia

Tabla 5.2. Tipos de Suelos y propiedades derivadas de ellos, según la USGS.

Fuente: USDA (1995)

TEXTID	Sigla	Nombre	KS (cm/h)	G (mm)	SAND (%)	SILT (%)	CLAY (%)
1	S	Sand	21.00	4.6	91	1	8
2	LS	Loamy Sand	6.10	6.3	83	7	10
3	SL	Sandy Loam	2.60	12.7	65	23	12
4	L	Loam	1.30	10.8	42	39	19
5	SIL	Silt Loam	0.68	20.3	23	61	16
6	SCL	Sandy Clay Loam	0.13	26.3	59	11	30
7	CL	Clay Loam	0.23	25.9	32	34	34
8	SICL	Silty Clay Loam	0.15	34.5	12	54	34
9	SC	Sandy Clay	0.12	30.5	50	4	46
10	SIC	Silty Clay	0.09	37.5	9	45	46
11	C	Clay	0.06	40.7	27	23	50
12	SI	Silt	0.30	26.0	8	81	11

5.2.1.4 Precipitación

Una vez determinadas las propiedades de cada elemento (celda), se pide determinar información sobre el evento con el cual se realizará la simulación. Adicionalmente, se pide información sobre la distribución espacial del evento de lluvia, la duración y el intervalo de los datos, además del contenido de humedad antecedente al inicio del evento. Esta información se solicita una vez se hace clic en el botón precipitación, mediante el cual se despliega el formulario que se muestra en la **Figura 5.17**.

Con este formulario se indicará si el evento se asignará de manera homogénea en toda el área de la cuenca o de manera distribuida. En caso de que la precipitación sea distribuida, se requiere ingresar el mapa de estaciones pluviométricas, y en ambos casos una tabla con los datos del evento de precipitación organizados por profundidad incremental de precipitación en mm. En dicha tabla se requiere indicar el número del pluviómetro (que debe ser el mismo utilizado en el mapa de estaciones de manera que puedan ser correlacionados espacialmente).

The image shows a software interface for precipitation simulation. On the left, a menu titled 'ModUrbana' is open, with 'Precipitación' selected. The main window is titled 'Precipitación' and contains the following elements:

- Ruta Simulación:** A text input field.
- Distribución Precipitación:** A section with the text 'Definir si la precipitación NO es uniforme. Si no lo es se requiere ingresar el mapa de estaciones pluviométricas para crear la distribución espacial.' and a radio button labeled 'Lluvia Distribuida'.
- Información Precipitación:** A section with the text 'Seleccionar la capa de estaciones pluviométricas de los mapas de la vista activa.' and a dropdown menu. Below it, the text 'Seleccionar el archivo de precipitación' and another dropdown menu.
- Contenido de Humedad Inicial:** An input field.
- Duración lluvia (min):** An input field.
- Intervalo datos lluvia (min):** An input field.
- Generar:** A button at the bottom.

Figura 5.17. Formulario para obtener la información sobre el evento de precipitación.

Fuente: elaboración propia

Una vez se ha ingresado toda esta información, se pulsará el botón generar, para obtener los mapas mostrados en la **Figura 5.18**. Primero se genera el mapa de Polígonos de Thiessen para definir el evento a utilizar en cada celda. Debido a que dicha ponderación se hace sobre todo el área del mapa ráster, es necesario recortar dichos polígonos al área de la cuenca y por último se convierten en información tipo ráster que pueda ser utilizada directamente en Matlab. Los primeros dos mapas se desechan y se deja en la vista activa el mapa de polígonos de Thiessen tipo ráster, como se observa en la **Figura 5.18**, que a su vez se exporta a la carpeta de simulación bajo el nombre *Thiessen*.

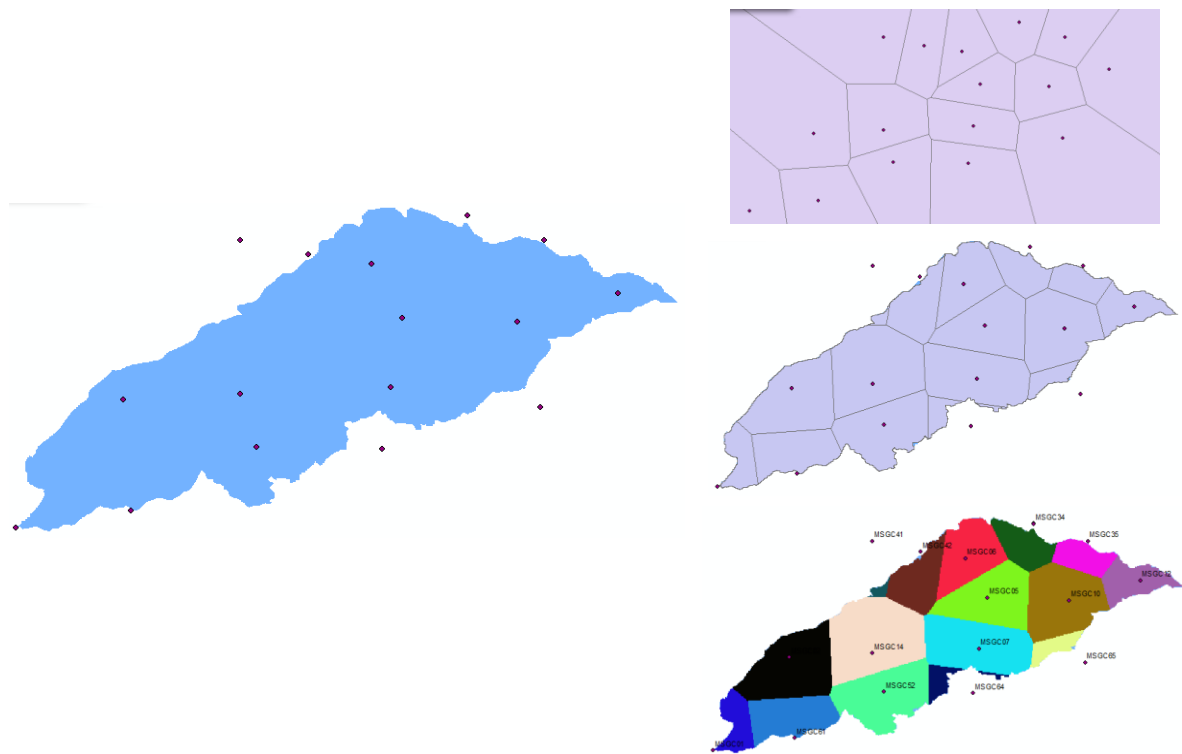


Figura 5.18. Mapas generados con el formulario precipitación
Fuente: elaboración propia

5.2.1.5 Simulación

El último paso del proceso de simulación consiste en completar la información de entrada para poder realizar la simulación. Para esto el botón *Correr Modelo* presenta dos opciones: *Simulación* y *Urbana*. El primer control despliega el formulario que se muestra en la **Figura 5.19**, mediante el cual se pregunta al modelador el resto de parámetros que no han sido obtenidos en las etapas anteriores, así como los modelos a utilizar para realizar la simulación.

Figura 5.19. Formulario para obtener la información necesaria para realizar la simulación
Fuente: elaboración propia

Los parámetros adicionales requeridos son los coeficientes de erosionabilidad del suelo por impacto de la gota de lluvia sobre el suelo en su estado original y sobre el suelo disgregado, y el valor límite de masa depositada que causa acorazamiento. Todos estos parámetros se requieren para realizar la simulación de la erosión.

Por otra parte se necesita información general sobre la manera de realizar la simulación, como el intervalo de cálculo (min), y el tiempo total de cálculo (min); el método de cálculo a utilizar para estimar la infiltración (Número de Curva o Green-Ampt), el método para estimar la Capacidad de transporte (Engelund-Hansen o Yang) y por último el evento de precipitación con el cual realizar la simulación.

Con esta información el programa termina de llenar el archivo Parámetros (formato Excel) en el cual queda consignada esta información, más otra información que se ingresa por defecto como la temperatura del agua (20°C) utilizada para determinar la viscosidad del agua, la aceleración de gravedad, el tamaño medio y la gravedad específica de las partículas de acuerdo a la información de las clases texturales y el ancho de celda que se escoge de la información de la resolución de los mapas. Dicho archivo queda guardado en la carpeta simulación junto con los 8 mapas y las tres tablas requeridas para la simulación. Un ejemplo del archivo Parámetros se muestra en la **Figura 5.20**.

Una vez definida la información y datos de entrada, se puede realizar la simulación dando clic en el botón *Urbana*. Cuando se termina el proceso de cálculo, el programa genera dos archivos denominados *Hidrograma* y *CaudalSol* respectivamente donde queda consignada la información de caudal y caudal sólido respectivamente, y un archivo de información general donde queda consignada toda la información de los parámetros utilizados y los balances respectivos.

5.2.1.6 Proceso de calibración

Adicionalmente, una vez definidos los datos de entrada necesarios para correr la simulación, se deben definir los parámetros de calibración.

La calibración es un proceso que se realizará posteriormente para ajustar algunos parámetros considerados de importancia por el modelador a los valores observados. La definición de los parámetros a ajustar la debe realizar el modelador de acuerdo a su experiencia o a información adicional que no pueda ser implementada directamente en el ejercicio de modelación.

En cualquier caso el modelo permite ajustar de manera espacial los siguientes parámetros (Ver **Figura 5.20**):

- Profundidad de Interceptación,
- Conductividad Hidráulica,
- Capilaridad,
- Rugosidad de Manning,
- Erosionabilidad del suelo disgregado,
- Erosionabilidad del suelo original.

La calibración se realiza de manera espacial para conservar la proporción inicialmente establecida, es decir el parámetro seleccionado (utilizando el valor inicialmente establecido para cada celda de la cuenca) será multiplicado por el factor multiplicador ingresado por el modelador.

INFORMACIÓN DE LA CUENCA	
Fecha de creación de la simulación	18/12/2012
Folder General	E:\Cuenca Hidrográfica\Goodwin
Carpeta con mapas temporales:	uenca Hidrográfica\Goodwin\Temporal
Carpeta con archivos para simulación:	E:\Cuenca Hidrográfica\Goodwin\Sim1
Nombre archivo de precipitación:	Lluvia-good.xls
INFORMACIÓN DE ENTRADA	
Duración de la Lluvia (min):	525
Intervalo de datos de lluvia (min):	5
Intervalo de Cálculo (min)	5
Tiempo de Cálculo (min)	1000
Ancho de celda(m)	30
Factor <i>a</i> para estimar el ancho del canal	0,072
Factor <i>b</i> para estimar el ancho del canal	0,3377
Angulo de los canales (°)	60
Método de Infiltración: 1:Número de Curva, 2:Green-Ampt	2
Contenido de Humedad antecedente:	0,05
INFORMACIÓN SOBRE LA EROSIÓN	
Diámetro medio partículas (mm)	0,08
Gravedad Específica partículas	2,65
Densidad del Agua (Kg/m3)	1000
Temperatura del agua °C	20
Método de transporte de Sedimentos: 1=H&R, 2=H&R modificado	2
Método Capacidad de Transporte 1: Engelund-Hansen 2:Yang	2
Coeficiente de erosionabilidad por impacto del suelo original (Kg/m3)	0,000012
Coeficiente de erosionabilidad por impacto del sedimento depositado (Kg/m3)	0,00012
Método de transporte de Sedimentos: 1=H&R, 2=H&R modificado	2
FACTORES MULTIPLICADORES	
Interceptación	1
Conductividad Hidráulica	1
Capilaridad	1
Rugosidad de Manning	1
Erosionabilidad del suelo disgregado (para H&R)	1
Erosionabilidad del suelo original	1

Figura 5.20. Ejemplo de tabla Parámetros para realizar la simulación

Fuente: elaboración propia

CAPITULO 6

APLICACIÓN, CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

6.1 EJEMPLO 1. CUENCA MASDEU

El primer ejercicio de aplicación del modelo propuesto se realizó con una cuenca localizada en la ciudad de Barcelona que cumple con las características del tipo de cuencas para la que ha sido especialmente diseñado el programa, las cuáles son:

- Cuenca urbana de cabecera de poca extensión.
- Condiciones pluviométricas que son causas detonantes de procesos erosivos como altas intensidades de precipitación y corta duración.

El modelo inicialmente se valida mediante la comparación con un modelo de referencia de amplia trayectoria (KINEROS 2). Para este ejemplo no se puede realizar calibración porque no hay datos observados de producción de sedimentos en cuencas urbanas de cabecera.

El programa comercial seleccionado es KINEROS2 (*Kinematic Runoff and Erosion Model*), que fue desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA). Este programa presenta características similares de modelación ya que es un modelo de base física, distribuido, para realizar análisis de eventos y que ha sido ampliamente utilizado y documentado en una notable variedad de documentos científicos (Semmens et al., 2008, Smith et al., 1995, USDA-ARS, 2010, Woolhiser et al., 1990). El modelo es de comprobada robustez para la estimación de hidrogramas o sedigramas producto de un evento de tormenta, y por tanto permite realizar evaluaciones comparativas del comportamiento del modelo propuesto.

6.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

La cuenca seleccionada es una cuenca de cabecera de la red de colectores de Barcelona, localizada en la Sierra de Collserola (Cordillera Litoral Catalana), como se muestra en la **Figura 6.1**. Dicha cuenca desagua en el colector interceptor de rieras que discurre paralelo a la Ronda de Dalt. Exactamente se encuentra situada al norte de dicha ronda en las proximidades de la plaza Karl Marx. Tiene una extensión aproximada de 58 hectáreas con una cota máxima de 325 metros y mínima de 120,56 metros. En su interior se encuentra ubicado el antiguo hospital de Sant Llàtzer y la masia Can Masdeu y por este motivo se denominó cuenca Masdeu.



Figura 6.1. Ubicación de la cuenca Masdeu en la ciudad de Barcelona.
Fuente: elaboración propia.

6.1.1.1 Clima

El régimen pluviométrico de Barcelona es el típico del litoral mediterráneo. Los periodos del año con mayor precipitación son la primavera y el otoño. Además de presentarse irregularmente a lo largo del año, la precipitación en este entorno geográfico suele producirse de manera torrencial. La precipitación media anual se encuentra alrededor de los 620 mm. El Observatorio Fabra cuenta con un registro de datos pluviométricos de donde se puede obtener un registro de precipitaciones (Reial Acadèmia de Ciències i Arts de Barcelona, 2007) y de los valores medios de la red de pluviómetros de CLABSA (1994-1997) (Hernández López,

2009). Las precipitaciones medias mensuales en la ciudad de Barcelona, se muestran en la **Figura 6.2.**

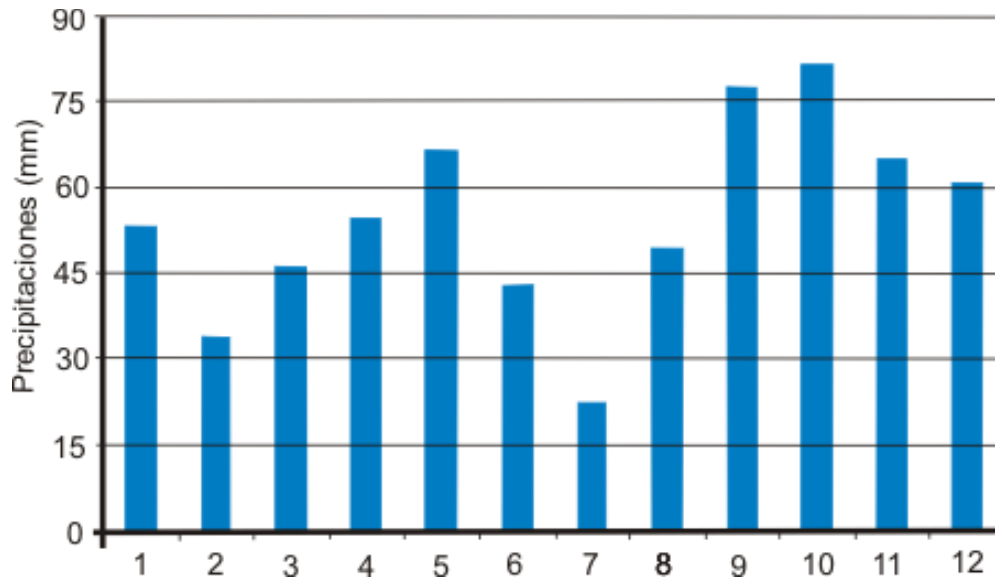


Figura 6.2. Precipitaciones medias mensuales para el periodo 1971 – 2000

Fuente: Observatorio Fabra

6.1.1.2 Características topográficas

La cartografía de la cuenca se puede obtener en el Instituto Cartográfico de Cataluña, la cual se puede descargar en su sitio web www.icc.cat. De allí se pueden obtener los mapas altimétricos en diferentes formatos y escalas así como las Ortofotos que permiten complementar información sobre la cuenca. Para la ciudad de Barcelona se obtuvo el Modelo de Elevación Digital del Terreno (en adelante MED), con resolución de 5x5 mt (También existe en 15x15 mt), Plancha 421A con proyección cartográfica ED50 UTM 31N Coordenadas 430.555,8 E, 4.589.064,8 N. Para esta cuenca, se obtuvo la ortofoto en formato .sid de la plancha 289-123 con la misma proyección cartográfica, la cual sirvió como soporte para la parametrización.

Las principales propiedades topográficas de la cuenca se muestran en la tabla siguiente, en donde se observa que la cuenca presenta muy altas pendientes especialmente en la parte alta donde hay poco o nada de intervención antrópica. En la **Figura 6.3**, se muestra el mapa de elevación digital del terreno.

Tabla 6.1. Descripción de las características topográficas cuenca Masdeu.
Fuente: elaboración propia

		Mínimo	Máximo	Promedio	Desviación estándar
Elevación	m	120.56 m	325 m	219	40.86
Pendientes	%	1.12%	76.40%	37.82%	12.06%

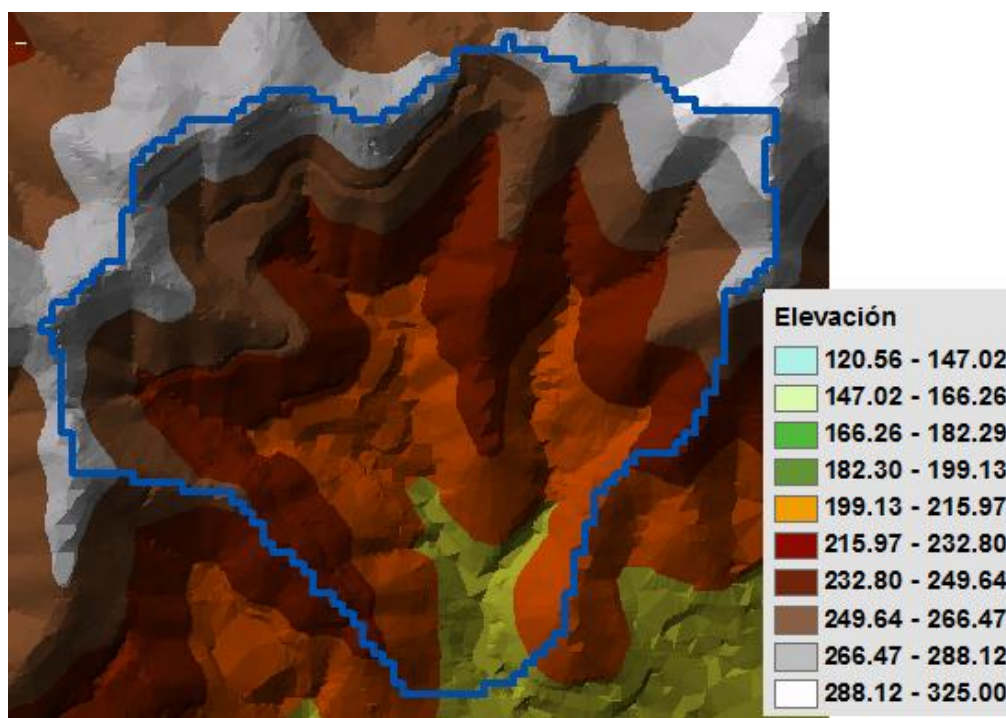


Figura 6.3. Elevación Digital del terreno de la cuenca Masdeu
Fuente: Instituto Cartográfico de Cataluña

6.1.1.3 Usos del suelo

El mapa de coberturas de la comunidad de Cataluña es creado por el Centre de Recerca Ecològica i Aplicacions Forestals (CREAF), cuyo sitio web es <http://www.creaf.uab.es/MCSC/esp/index.htm> (GENERALITAT DE CATALUNYA. Departament de Medi Ambient i Habitatge). Dicho mapa de coberturas es denominado MCSC (Mapa de Coberturas y Suelos de Cataluña) y se han realizado cuatro ediciones, con resoluciones que van de 2.5 m a 0.25 m, las cuales están asociadas a su correspondiente base de datos. El mapa correspondiente a la cuenca Masdeu se muestra en la **Figura 6.5**.

De acuerdo a la clasificación del CREAF, se encuentran 12 tipos de cobertura en la zona delimitada como la cuenca Masdeu, destacándose grandes extensiones de Matorrales (77%) y

en mucho menor medida Bosques de Pino (~14%) (Ver **Tabla 6.2**), como se observa en la fotografía aérea obtenida en el Instituto Cartográfico de Cataluña.

La clasificación de la cobertura vegetal se encuentra en la página citada así como las definiciones que permitirá asociarlas a bases de datos de propiedades hidrológicas. En la **Tabla 6.3** se realiza una descripción detallada de la cobertura encontrada en la cuenca Masdeu.



Figura 6.4. Ortofotografía de la cuenca Masdeu

Fuente: Instituto Cartográfico de Cataluña ICC

Tabla 6.2. Distribución porcentual de los tipos de cobertura

Fuente: Elaboración Propia

Cobertura de suelos en Masdeu	Área (m ²)	%
1-Pineda de pi pinyer (>=20%cc)	980	0.17%
3-Pineda de pi blanc (>=20%cc)	77.824	13.31%
9-Alzinar (>=20%cc)	12.560	2.15%
23-Roquissars	3.096	0.53%
86-Matollars	453.536	77.55%
89-Matollars de formacions de ribera	3.940	0.67%
93-Prats i herbassars	14.344	2.45%
108-Sòl nu per acció antròpica	3.352	0.57%
173-Horta familiar	6.668	1.14%
184-casas aïlladas	3.140	0.54%
189-Complexos comercials i d'oficines	4.492	0.77%
209-zonas d'esport	932	0.16%
Área total	584.864	100

Tabla 6.3. Tipos de cobertura de suelos encontradas en la cuenca Masdeu

Fuente: MSCS del CREAF, Generalitat de Catalunya

Clasificación CREAF (Masdeu)	Descripción según el CREAF
1-Pineda de pi pinyer (>=20%cc) (Pinar de Pino Piñonero)	Bosques naturales con dosel arbóreo constituido mayoritariamente por árboles de la especie <i>Pinus pinea</i> (pino piñonero) con una densidad de árboles superior al 20%.
3-Pineda de pi blanc (>=20%cc) (Pinar de Pino Albar)	Bosques naturales con dosel arbóreo constituido mayoritariamente por árboles de la especie <i>Pinus sylvestris</i> (pi albar) con una densidad de árboles superior al 20%
9-Alzinar (>=20%cc) (Encinar)	Bosques naturales con dosel arbóreo constituido mayoritariamente por árboles de la especie <i>Quercus ilex</i> (encina) con una densidad de árboles superior al 20%.
23-Roquissars (Roquedos)	Formaciones rocosas compactas sin caída hacia el mar.
86-Matollars (Matorrales)	Formaciones con un recubrimiento significativo de tipo arbustivo o arbóreo de porte arbustivo, siempre que el recubrimiento arbóreo sea inferior al 5%.
89-Matollars de formacions de ribera Matorrales de formaciones de ribera	Formaciones arbustivas de especies ripícolas instaladas en los márgenes de ríos, arroyos y barrancos. Se incluirán en esta categoría las formaciones de especies arbustivas distribuidas en forma de una o dos bandas por el fondo del valle o de una vaguada, diferenciándose bien de las comunidades vegetales circundantes desde un punto de vista fisionómico o florístico.
93-Prats i herbassars (Pastizales y herbazales)	Formaciones con un recubrimiento herbáceo significativo, siempre que el recubrimiento arbóreo sea inferior al 5%, y el recubrimiento arbustivo poco significativo. En áreas de montaña diferenciamos los pastizales y herbazales de los pastizales y herbazales de alta montaña tanto por su distribución geográfica como por su composición de especies herbáceas propias de climas más fríos. También encontramos pastizales secos o herbazales en zonas con vegetación más propia del clima mediterráneo. No se incluyen las zonas pantanosas ni las turberas.
108-Sòl nu per acció antròpica (Suelo desnudo por acción antrópica)	Suelos desnudos situados en áreas naturales como consecuencia de algún tipo de perturbación antrópica más o menos mantenida. Por ejemplo, zonas naturales donde se produce un paso o aparcamiento continuado de vehículos. También tramos de carreteras abandonados.
173-Horta familiar (Huerta familiar)	Zonas fundamentalmente agrícolas, con estructura de mosaico de parcelas pequeñas, donde predominan las hortalizas y los pies sueltos de frutales u otros cultivos leñosos. Zonas generalmente en regadío intensivo, cuya producción se dedica principalmente al autoconsumo. El tamaño de las parcelas es pequeño. Van acompañadas de pequeñas casas o construcciones. Situada habitualmente en las orillas de los ríos o en las proximidades de pueblos o núcleos urbanos. También puede haber vegetación arbórea o algunos tipos de cobertura artificial.
184-Casas aïllades (Casas aisladas)	Construcciones destinadas a la vivienda de personas situadas fuera de cualquier núcleo urbano, y que suelen disponer de un jardín o espacios anexos a la propia construcción.
189-Complexos comercials i d'oficines (Complejos comerciales y de oficinas)	Grupo de edificaciones destinadas a fines comerciales. Las construcciones pueden tener una forma de naves o edificios, y habitualmente están acompañadas de aparcamiento y a veces zonas verdes ajardinadas de pequeñas dimensiones.
209-Zonas d'esport (Zonas de deporte)	Espacios destinados a la práctica del deporte como los campos de fútbol, pistas de tenis, piscinas y complejos deportivos, tan al aire libre como ubicados dentro de instalaciones deportivas, exceptuando los campos de golf que disponen de categoría propia. Dentro del recinto se incluyen, además de las zonas destinadas específicamente a la práctica deportiva, zonas de aparcamiento, pequeñas edificaciones, gradas, y jardines. Dentro de esta categoría se incorporan los complejos de esquí (pero no las pistas de esquí), y los pequeños aeropuertos deportivos (con pistas sin asfaltar).

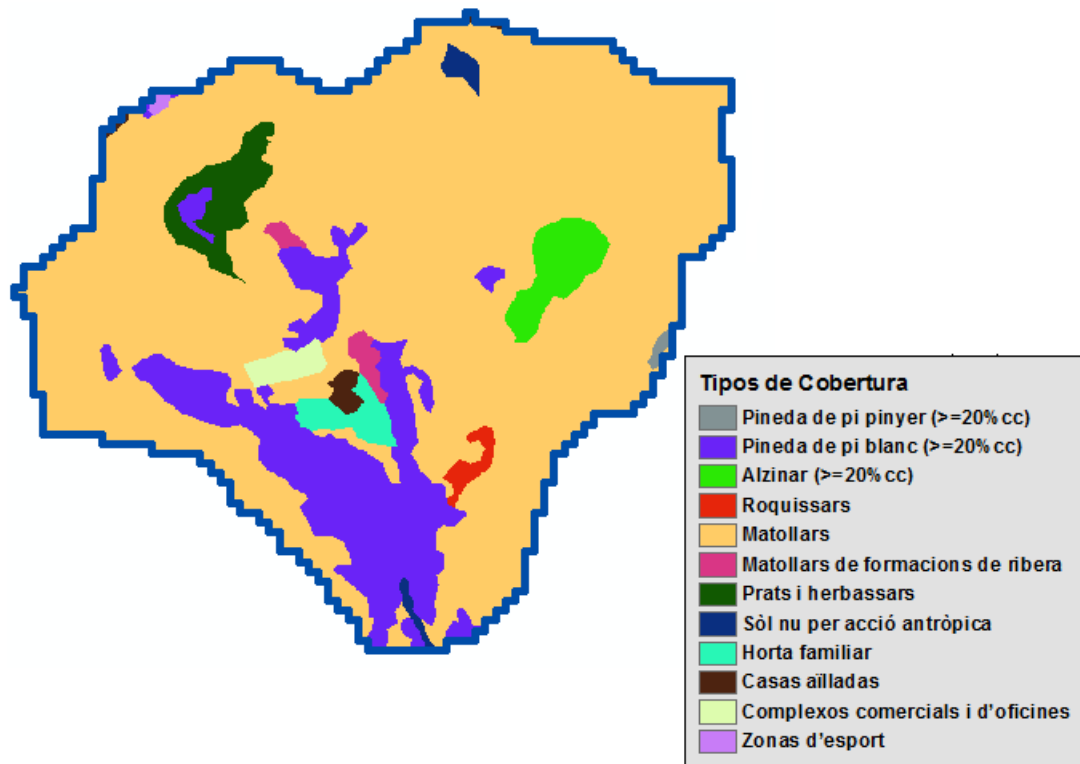


Figura 6.5. Mapa de cobertura para la cuenca Masdeu
 Fuente: Adaptado a partir del MCSC del CREAM

6.1.1.4 Suelos

Geológicamente la sierra de Collserola es un horst (elevación tectónica) donde afloran materiales del sustrato Paleozoico y Mesozoico. Concretamente en la cuenca Masdeu se encuentran tres tipos de materiales; pórfidos ácidos de edad carbonífera – pérmica, granodioritas y granitos alcalinos de la misma edad geológica y filitas y cornubianitas del cámbrico - ordoviciano. Los suelos presentes son del tipo Entisoles, suelos muy poco evolucionados y con propiedades ampliamente determinadas (heredadas) por el material original (litología).

De acuerdo al Mapa Mundial de Suelos de la Organización de Agricultura y Alimentación de las Naciones Unidas (FAO por sus siglas en inglés), en la cuenca se encuentra el suelo identificado con el número 6468 o Bk45-2bc según la clasificación de dicha organización. Según dicha clasificación las dos primeras letras del código indican el tipo de suelo mayoritario. El número que le sigue es un número de unidad de suelo para localizarlo en la base de datos y conocer si dentro de la unidad aparecen mezclados otros tipos de suelos en menor proporción.

En una unidad de suelo cartografiada siempre el predominante (el que le da el nombre) está presente con más de un 40% de la superficie ocupada. El número tras el guión indica la clase de textura, siendo 1 suelos gruesos, 2 medios y 3 finos. Finalmente las letras últimas son un indicador de pendiente, con la siguiente equivalencia: a = levemente onduladas 0- 8% de pendiente, b= entre ondulada y quebrada 8-30% y c= ligeramente quebrado a montañoso con pendientes de >30%.

De acuerdo con dicha clasificación el suelo Bk45-2bc se identifica así:

Tabla 6.4. Tipos de suelos encontrados en el cuenca Masdeu

Fuente: (FAO et al., 2009)

	Símbolo	Descripción
Código	Bk45-2bc	
Unidad de suelo dominante	Bk	Suelo dominante Cambisol Cálculo, cubriendo el 40% de la unidad de mapeo.
Suelos asociados	E	Rendzinas con un 20% de cobertura.
	I	Litosoles con un 20% de cobertura.
Inclusiones	Hc	Phozems Calcarea con un 10% de cobertura.
	K	Kastanozems con un 10% de cobertura.

Los Cambisoles son suelos con por lo menos un principio de diferenciación de horizontes en el subsuelo evidentes por cambios en la estructura, color, contenido de arcilla o contenido de carbonato. Presentan materiales de textura media a fina derivados de un amplio rango de rocas. Se caracterizan por meteorización ligera a moderada del material parental y por ausencia de cantidades apreciables de arcilla aluvial, materia orgánica o compuestos de Aluminio y/o Hierro. Los Cambisoles generalmente constituyen buenas tierras agrícolas y se usan intensivamente, sin embargo los Cambisoles en zonas escarpadas es mejor conservarlos bajo bosque (IUSS Grupo de Trabajo WRB, 2007).

La información fue obtenida de la base de datos armonizada o *Harmonized World Soil Database* (HWSD) que actualiza y estandariza la información del Mapa Mundial de Suelos de la FAO (FAO, 1971- 1981), de forma conjunta entre el ISRIC (*World Soil Information*) y el ESNB *European Soil Bureau Network* (FAO et al., 2009). La base de datos contiene información de diferentes bases de datos del mundo de la cual se extrajo lo correspondiente para España obteniéndose el mapa que se observa en la **Figura 6.6**.

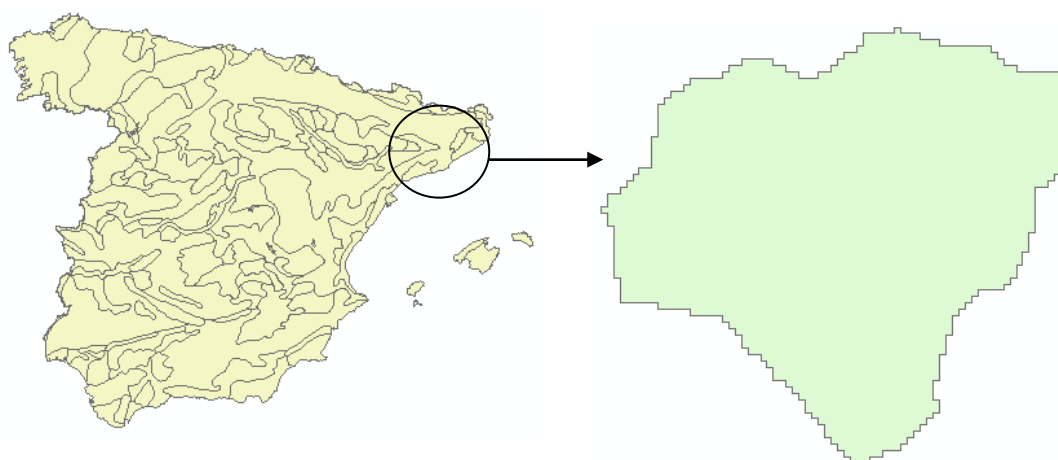


Figura 6.6. Mapa de suelos de la FAO, izquierda: España, derecha: cuenca Masdeu
Fuente:

6.1.2 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN

6.1.2.1 Definición de parámetros

Los parámetros asociados al mapa de suelos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6.5. Parámetros de infiltración del suelo y erosión para la validación.

Fuente: Elaboración propia

Suelo dominante	Factor de erosionabilidad (K)	Conductividad Hidráulica (cm/h)	Capilaridad (cm)	Déficit de humedad (cm ³ /cm ³)	%Arena	%Limos	%Arcilla
1 Cambisoles	0.00007	0.681	22.73	0.413	42	36.6	21.4

Los parámetros asociados al mapa de cobertura vegetal son los que se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 6.6. Propiedades hidrológicas debidas a los tipos de cobertura

Fuente: Elaboración Propia

Cobertura de suelos en Masdeu	%Cobertura	Profundidad interceptación (mm)	Rugosidad de Manning
1-Pineda de pi pinyer (>=20%cc)	50	1.15	0.800
3-Pineda de pi blanc (>=20%cc)	50	1.15	0.800
9-Alzinar (>=20%cc)	50	1.15	0.800
23-Roquissars	8	0.00	0.010
86-Matollars	25	3.00	0.055
89-Matollars de formacions de ribera	70	1.15	0.600
93-Prats i herbassars	25	2.00	0.130
108-Sòl nu per acció antròpica	90	2.50	0.410

173-Horta familiar	25	2.00	0.130
184-casas aïlladas	15	0.10	0.150
189-Complexos comercials i d'oficines	2	0.05	0.011
209-zonas d'esport	15	0.10	0.150

6.1.2.2 Selecció de eventos

Teniendo en cuenta las características de la cuenca se toma una lluvia de proyecto de duración de una hora, la cual se puede obtener para diferentes periodos de retorno a partir de la curva IDF definida por el Observatorio Fabra de Barcelona (Hernández López, 2009). Las lluvias de proyecto se obtienen para los periodos de retorno 2, 5, 10, 50, 100, 200 y 500 años, a partir de la curva IDF mostrada (ver **Figura 6.7**) utilizando el método de bloques alternados (ver Anexo 6). La lluvia se considera uniformemente distribuida.

Tabla 6.7. Lluvia de proyecto para diferentes periodos de retorno
Fuente: Hernández López, 2009

Periodo de retorno (años)	2	5	10	20	50	100	200	500
Precipitación Acumulada en 1 hora (mm)	39.7	51.1	59.1	66.4	75.2	81.2	86.8	93.7

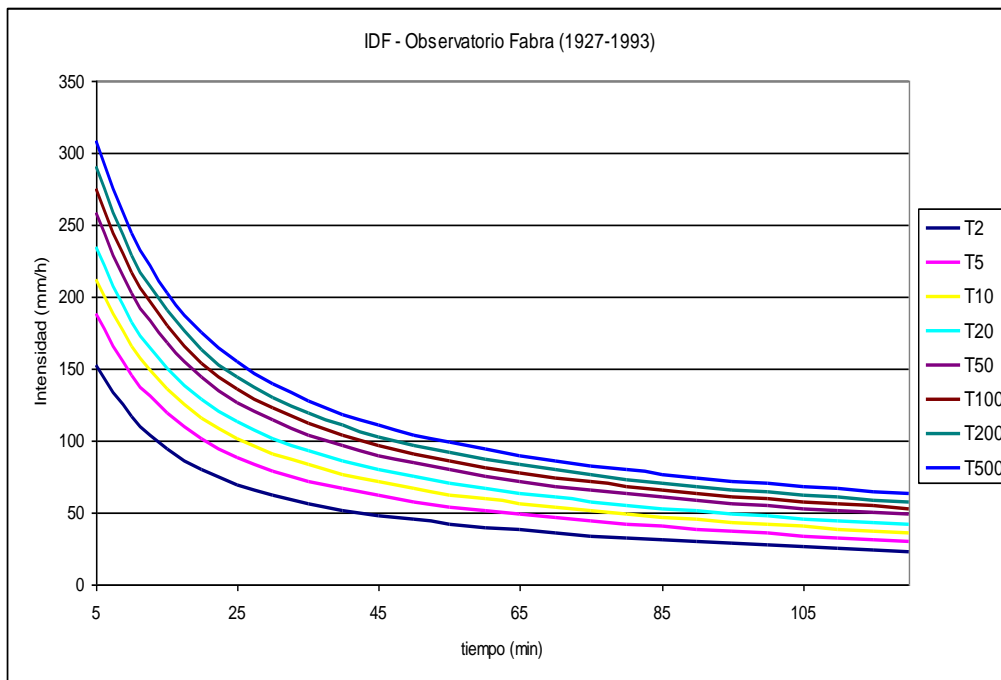


Figura 6.7. Curva IDF para la cuenca Masdeu
Fuente: Hernández López (2009)

6.1.2.3 Resultados

Utilizando los parámetros recomendados en las tablas estandarizadas obtenidas de las fuentes antes descritas, para la lluvia de proyecto con periodo de retorno 2 años, se obtiene el gráfico que se muestra en la **Figura 6.8** y el balance hídrico obtenido es el que se muestra en la **Tabla 6.8**. Se observa que el volumen interceptado es bajo, debido al reducido nivel de cobertura vegetal y que la infiltración representa el 63% del volumen precipitado. Se llega al caudal punta de 5.03 m³/s en el minuto 47.

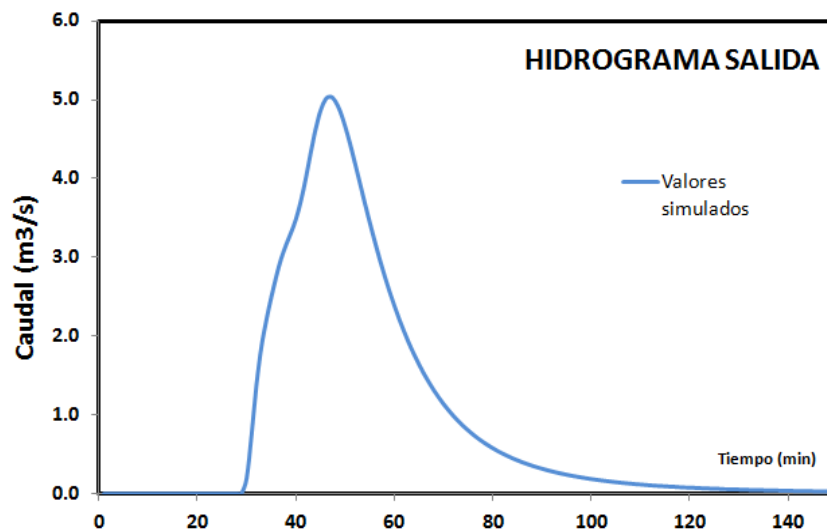


Figura 6.8. Hidrograma obtenido para la cuenca Masdeu
Fuente: Elaboración propia (2011)

Tabla 6.8. Resumen del evento 1, cuenca Masdeu
Fuente: Elaboración propia (2011)

	mm	m ³
Precipitación	39.7	23.488,50
Interceptación	0.575	340,20
Infiltración	25.075	14.838,96
Caudal escorrentía	14.120	8.355,98

De igual manera se obtiene el sedigrama que se observa en la **Figura 6.9**. En dicha figura se observa que se obtiene un volumen de sedimentos de 7.264,07 Kg para dicho evento, con un caudal sólido punta de 279,66 Kg/s, en el minuto 47 desde el inicio del evento. En este caso el sedigrama reproduce el comportamiento del hidrograma, como respuesta al evento analizado.

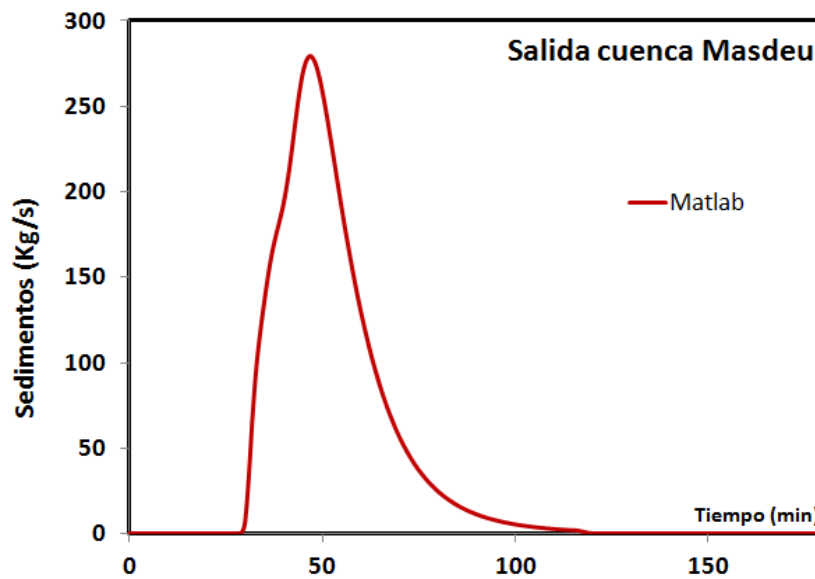


Figura 6.9. Sedigrama obtenido para la cuenca Masdeu
Fuente: Elaboración propia (2011)

Análisis comparativo con un modelo de referencia

Para validar el comportamiento del modelo se realiza una revisión comparativa con el modelo distribuido KINEROS2 o K2 (*Kinematic Runoff and Erosion Model*). El modelo K2 fue desarrollado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA) y está vinculado a un programa en base SIG denominado AGWA *Automated Geospatial Watershed Assessment* (Semmens et al., 2008) el que a su vez fue soportado por el USDA y por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA). Este modelo fue seleccionado como referencia por ser uno de los modelos más avanzados que existen actualmente entre los modelos disponibles para estimar la producción de sedimentos en cuencas de cabecera urbanas, y porque ha sido ampliamente utilizado y documentado en una amplia variedad de documentos científicos.

El modelo K2 es un modelo de base física, distribuido para realizar modelación por eventos que describe los procesos de interceptación, infiltración dinámica, escorrentía superficial, y erosión en cuencas basados en la simulación de flujo laminar (*Overland Flow*) (Semmens et al., 2008). La cuenca es conceptualizada como una serie de planos y canales combinados en cascada, sobre la cual los sedimentos son transportados aguas abajo utilizando un esquema de diferencias finitas para solucionar las ecuaciones unidimensionales de Onda Cinemática.

La precipitación puede ser modelada de manera distribuida o uniforme sobre el área de la cuenca con la ayuda de la herramienta AGWA, y se requiere información de la profundidad de precipitación. La interceptación es modelada como una porción de la precipitación retenida por la vegetación, para lo cual se requieren dos parámetros: la profundidad de interceptación y la fracción de suelo cubierta en % por la vegetación. El modelo de infiltración es un modelo muy robusto, que puede simular hasta dos capas de suelo, representado una distribución lognormal de la conductividad hidráulica Saturada, K_s . El modelo emplea una aproximación de infiltración en profundidad (Infiltrability depth approximation IDA), en la cual la capacidad máxima de infiltración, f_c , es descrita en función de la infiltración acumulada, I . La tasa de infiltración real en el suelo es modelada mediante el modelo de 3 parámetros de Parlange, en el cual los modelos de Smith y Parlange y el de Green-Ampt son casos límites. Por otra parte el modelo incluye un parámetro de variación, CV_K , de la conductividad Hidráulica Saturada (Semmens et al., 2008). El modelo transporta el flujo superficial y el flujo canalizado mediante la aproximación de Onda Cinemática para la ecuación de continuidad unidimensional. Los sedimentos son producidos mediante el impacto de la gota de lluvia y el desprendimiento debido al flujo, y luego son transportados utilizando la ecuación de continuidad para partículas sólidas. El modelo considera sedimentación si la Capacidad de Transporte del flujo es superada, la que a su vez es modelada mediante la fórmula de Engelund – Hansen (1967).

Utilizando los mismos mapas se siguieron los pasos determinados en el software en base SIG AGWA, para lograr la parametrización. Se hizo una primera aproximación con las recomendaciones de discretización indicada por el programa utilizando un porcentaje de área contributiva del 2.5% para la división de los elementos. Con esta recomendación se obtienen 46 elementos, repartidos entre elementos planos y elementos canales (ver **Figura 6.10**).

Con dicha discretización se obtiene un hidrograma muy rápido que discrepa totalmente de lo obtenido mediante el modelo en Matlab (ver **Figura 6.11**). Teniendo en cuenta que trabajos anteriores demuestran que el nivel de resolución afecta los resultados hidrológicos y especialmente los sedimentológicos, se decide utilizar una discretización mayor con 485 elementos (Zambrano Nájera y Gómez Valentín, 2011, Rojas, 2002). Debido a que el programa K2, considera un número de elementos reducido de celdas se realizaron algunos ajustes al modelo utilizando macros en Visual Basic, para obtener dicho número de elementos.

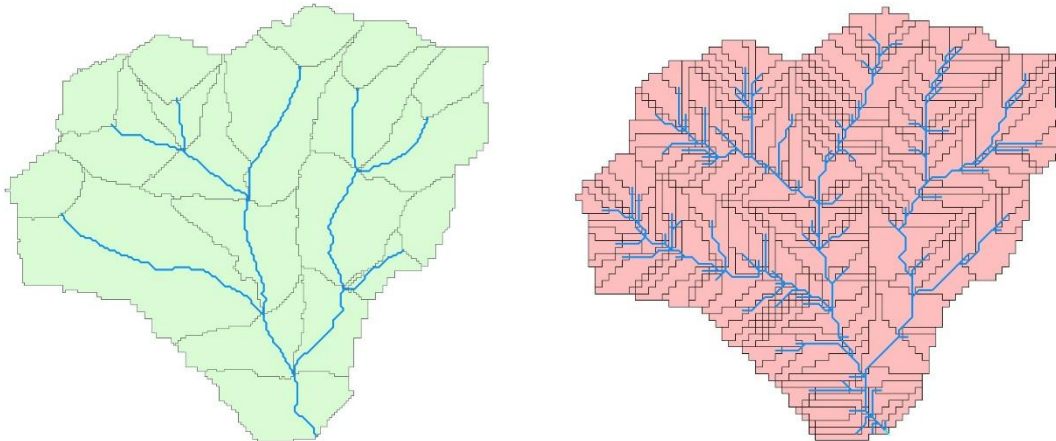


Figura 6.10. Discretización cuenca Masdeu realizada mediante K2.
Izquierda: 46 elementos, derecha: 485 elementos
Fuente: Elaboración propia (2011)

Al realizar dicho ajuste se obtiene una diferencia notoria entre los hidrogramas como se observa en la **Figura 6.11**. Sin embargo, aunque realizando dicho cambio los tiempos de llegada al caudal pico son similares con respecto al obtenido en Matlab, la duración del mismo sigue siendo notablemente diferente, así como el volumen de escorrentía. Un análisis de la parametrización realizada por K2, muestra que la asignación de los parámetros en los elementos canales se realiza por defecto y no teniendo en cuenta los mapas de cobertura de suelos y de suelos respectivamente. Los parámetros inicialmente asignados se muestran en la **Tabla 6.9**.

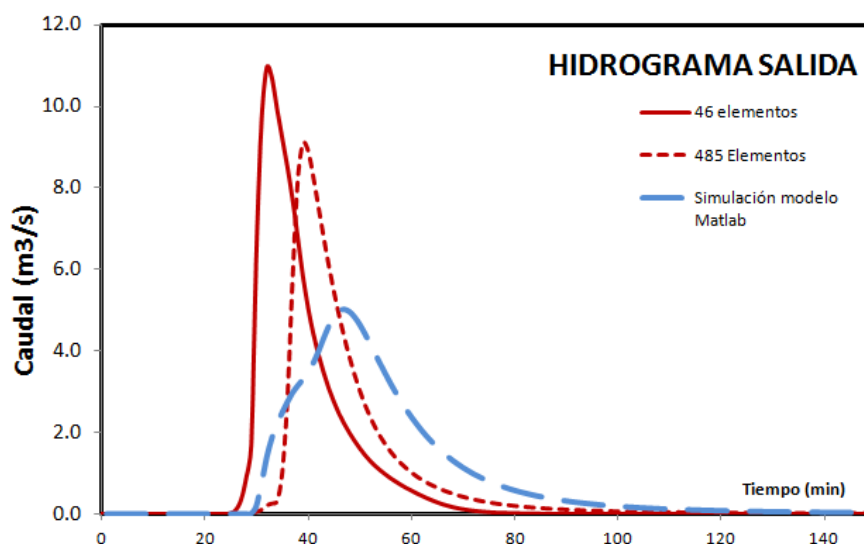


Figura 6.11. Hidrogramas obtenidos mediante K2 según el número de elementos
Fuente: Elaboración propia (2011)

Teniendo en cuenta lo anterior, se modificó la rugosidad de Manning de los elementos canales de acuerdo a la cobertura vegetal, de modo que los parámetros quedan como se muestra en la **Tabla 6.9**. Como se observa en la **Tabla 6.9**, el modelo asigna un coeficiente de rugosidad bastante bajo a los canales, con lo que la respuesta hidrológica modelada tiene que ser muy rápida. Al realizar el cambio por los coeficientes de rugosidad correspondientes al tipo de cobertura encontrada en cada zona, la respuesta se retarda considerablemente, como se observa en la **Figura 6.12**.

Tabla 6.9. Parámetros utilizados en K2 para la simulación con 485 elementos

Fuente: Elaboración propia (2011)

	Parámetros asignados inicialmente por defecto		Parámetros asignados por calibración	
	Planos	Canales	Planos	Canales
Profundidad de Interceptación (mm)	1.15 – 3.00	-	1.15 – 3.00	-
Porcentaje de cobertura (%)	13.5 – 90.0	-	13.5 – 90.0	-
Coefficiente de Rugosidad de Manning	0.0325 – 0.8	0.035	0.0325 – 0.8	0.0325 – 0.8
Conductividad Hidráulica media (mm/hr)	6.81	210	6.81	6.81
Capilaridad media (mm)	226.73	101	226.73	226.73
Porosidad (cm ³ /cm ³)	0.4126	0.44	0.4126	0.4126
Coefficiente de variación de Ks	0.4	0	0.4	0

Con estas modificaciones, la respuesta hidrológica es muy parecida a la obtenida con nuestro modelo, tanto en la forma del hidrograma como en los volúmenes calculados como se observa en la **Figura 6.12**. En la **Tabla 6.10** se presenta el balance hídrico obtenido por **K2** y al comparar los resultados obtenidos con el modelo en Matlab se encuentra que existen diferencias en el volumen de escorrentía debida básicamente a que en el modelo **K2** el volumen de infiltración es mucho mayor.

Tabla 6.10. Balance hídrico evento 1, cuenca Masdeu

Fuente: Elaboración propia (2011)

	MODELO MATLAB	MODELO K2
Precipitación (mm)	39.7	39.70
Interceptación (mm)	0.575	0.728
Infiltración (mm)	25.075	27.411
Almacenamiento (mm)	0.00	0.03982
Caudal escorrentía (mm)	14.120	11.700
Caudal punta (m³/s)	5.04	5.49
Tiempo al pico	47.0	47.7

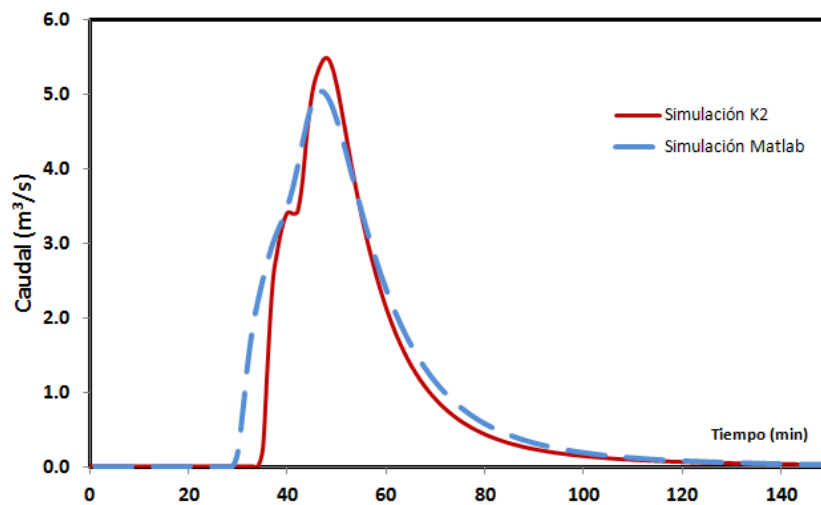


Figura 6.12. Hidrogramas Cuenca Masdeu obtenidos con dos modelos distribuidos.
Fuente: elaboración propia (2011)

El modelo K2 incorpora en el cálculo de la infiltración el efecto de la micro topografía una vez cesa el evento de lluvia a través del uso del área mojada A_f . El área mojada es función lineal entre la profundidad media del agua con el valor límite. De acuerdo a los estudios realizados por Woolhiser et al., 1996, incrementos de la altura de la micro-topografía h_c , generan incrementos del volumen de escorrentía y en el caso de las precipitaciones más pequeñas el caudal pico varía considerablemente mientras que para precipitaciones mayores la variación del caudal pico es apenas perceptible. Adicionalmente, el tiempo en alcanzar el pico también varía considerablemente para precipitaciones menores. Estos efectos del micro relieve son especialmente importantes en los modelos de pequeña escala ya que como se observa en la **Figura 6.13**, para precipitaciones pequeñas y áreas pequeñas el hidrograma no solo varía considerablemente sino que presenta una duración mucho más corta (Semmens et al., 2008). Ello explica que en este caso se obtenga un caudal punta mayor, y una respuesta mucho más rápida que la obtenida en Matlab, además de menores volúmenes de escorrentía.

Con los hidrogramas resultantes, y sin ningún tipo de calibración se obtienen los resultados de sedimentos que se observan en la **Figura 6.14**. Como era de esperar, cada sedigrama se asemeja en volumen al hidrograma obtenido en cada programa. Los volúmenes de sedimentos producidos mediante ambos programas son muy similares (7.264,07 Kg en Matlab y 6.765,55 Kg en Kineros2), pero difieren en cuanto a los caudales punta. En K2 se obtienen caudales punta muy pronunciados lo que se atribuye al efecto de la microtopografía,

mientras que en el modelo propuesto los caudales punta son menores. El tiempo en alcanzar el Caudal punta es casi el mismo.

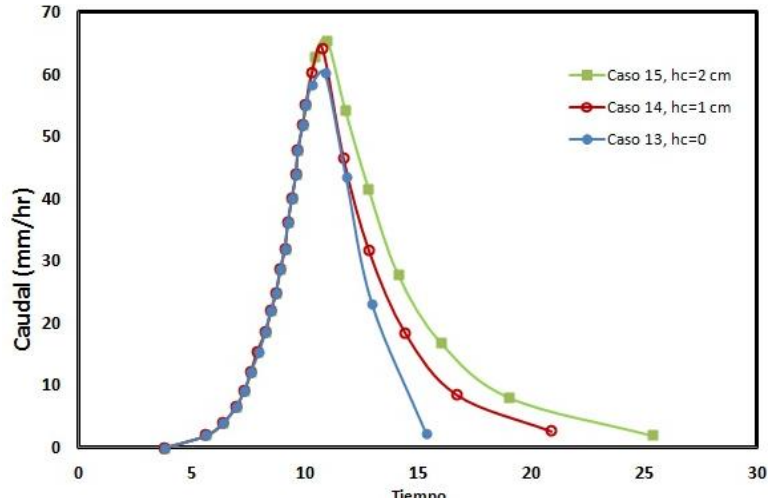


Figura 6.13. Efecto de la microtopografía en el hidrograma de la cuenca.
Fuente: Adaptado de Semmens et al. (2008)

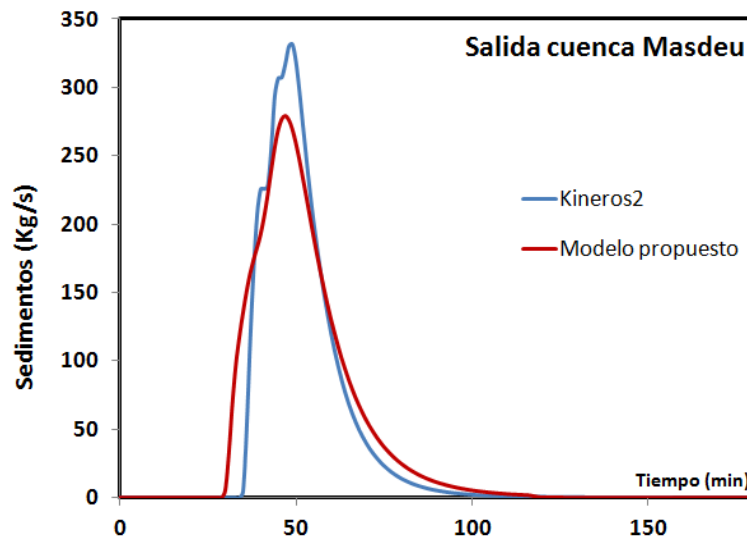


Figura 6.14. Comparación Sedigrama Cuenca Masdeu con un modelo de referencia
Fuente: Elaboración propia (2011)

Al comparar el comportamiento de ambos modelos se observa que el modelo propuesto logra un nivel de ajuste tan alto como el obtenido mediante un programa comercial de amplia trayectoria y que ha sido considerado como uno de los de mayor robustez física – matemática. Pero además, el modelo propuesto logra mejores resultados con poca calibración ya que es totalmente distribuido y permite mucho mayor manipulación de los mapas de entrada que el modelo K2, el cual para cuencas de áreas pequeñas debe ser ajustado en cuanto al número de celdas y en cuanto a la parametrización que realiza de los elementos canales, dificultad que no se presenta en el modelo propuesto.

Una vez calibrado el modelo, se puede aplicar para calcular la producción anual de la cuenca, corriéndolo para diferentes eventos. Para este ejemplo se utilizó como año de referencia el año 1988, el que es considerado como un año de lluvia media (analizando el periodo 1986 – 2006). El régimen de lluvia mensual para este año sería como se muestra en la **Figura 6.15.**

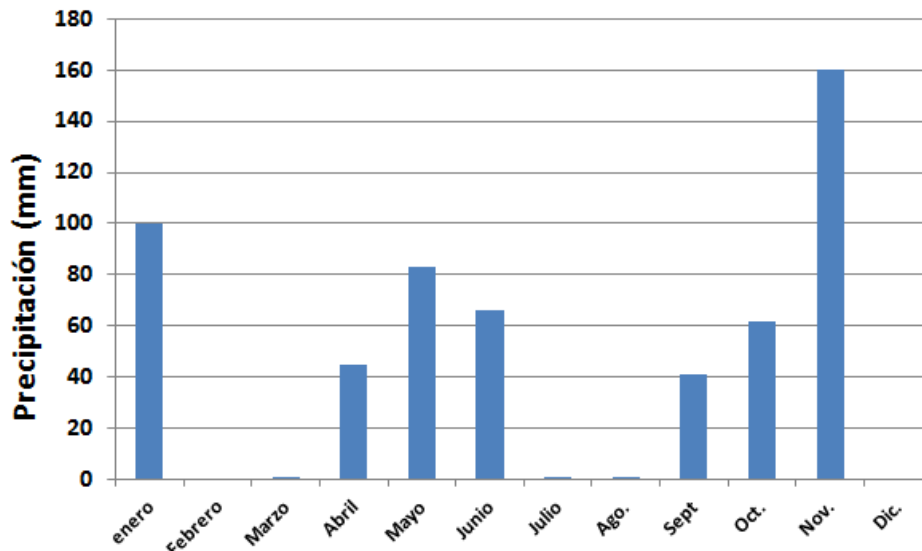


Figura 6.15. Pluviometría mensual para Barcelona año 1988
Fuente: Elaboración propia (2014)

Como se observa, Enero y Noviembre son los meses más lluviosos, donde se presentan cuatro eventos de más de 20 mm (enero, mayo, junio y noviembre), de los cuales aquellos superiores a 30 mm, son especialmente importantes porque son los causantes de las inundaciones y de los procesos erosivos. Al realizar la modelación con dichos eventos se encuentra una producción de 21.68 ton/ha para el año, como se observa en la tabla siguiente:

Tabla 6.11. Producción de sedimentos para dos eventos, cuenca Masdeu
Fuente: Elaboración propia (2011)

Producción de sedimentos por evento	Evento 8 (26-mayo)	Evento 14 (12-nov)	Total
Kg/s	2,010.24	19,364.63	21,374.87
Ton/evento	120.61	1,161.88	1,282.49
Ton/ha	2.04	19.64	21.68

Esta tasa anual se encuentra en los mismos órdenes de magnitud obtenidos para la zona mediterránea mediante MUSLE, como los obtenidos en el trabajo de Maestría de Fortuño Ibañez (2014).

6.2 EJEMPLO 2. CUENCA GOODWIN CREEK

Se seleccionó la cuenca Goodwin Creek para validar el modelo por medio de valores observados, ya que es una cuenca ampliamente instrumentada y por tanto tiene asociada una gran base de datos con información de precipitación, escorrentía, sedimentos, e información geográfica.

6.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

La cuenca es operada por el Laboratorio Nacional de Sedimentos (*National Sedimentation Laboratory*, NSL) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (*United States Department of Agriculture*, USDA). La cuenca fue organizada desde 1977 y ha sido instrumentada para realizar investigación de forma intensiva sobre erosión de laderas, transporte y depósito de sedimentos en los canales y la hidrología en cuencas (USDA, 1995). Por este motivo se ha generado una gran base de datos con información sobre precipitación, sedimentos y calidad de aguas, a la que se puede acceder en la página del USDA www.ars.usda.gov (USDA, 2011), o a través de la página web del proyecto STEWARDS (Sustaining The Earth's Watersheds – Agricultural Research Database System) cuya página web es <http://www.nrrig.mwa.ars.usda.gov/stewards/stewards.html>) que consiste en una base de datos sobre información hidrológica, económica, de gestión, y en general información sobre las investigaciones sobre modelación de cuencas (USDA-ARS, 2008). La página web de la ARS – USDA <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5120>, también contiene información en forma de archivos planos de precipitación, escorrentía y sedimentos, secciones transversales y mapas de usos del suelo en resolución 30x30 m, para el periodo 1981 – 2008.

Goodwin Creek está localizada en el condado Panola, estado de Mississippi, USA (Ver **Figura 6.16**). Cubre un área aproximada de 21.3 Km², es un afluente de la Long Creek que aporta sus aguas al río Yocona y que a su vez forma parte de la cuenca del río Yazoo.

La desembocadura de la cuenca se localiza a los 89°54'50" de latitud y 34°13'55" de longitud. Los intervalos de altura de la cuenca están entre los 69 y los 128 metros, con una pendiente media del canal de 0.004. La cuenca está dividida en 14 subcuencas definidas por estaciones de aforo de caudales líquidos y de sedimentos, las cuales presentan un intervalo de áreas entre 0,6 Km² y 21,3 km².

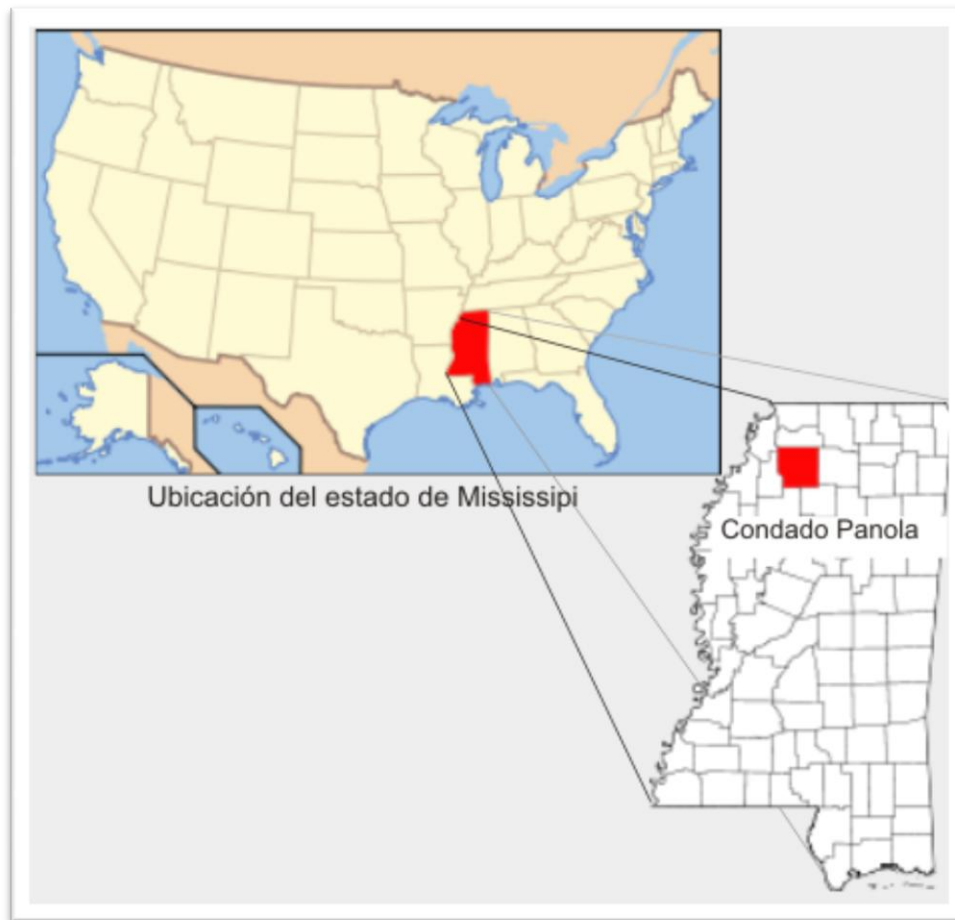


Figura 6.16. Ubicación del condado Panola.
Fuente: elaboración propia.

6.2.1.1 Clima

El clima de la cuenca es húmedo, con veranos cálidos e inviernos suaves. La temperatura media anual es de aproximadamente 17°C y la precipitación media anual en el periodo 1982-1992 fue de 1440 mm y la escorrentía media anual a la salida de la cuenca fue de 145 mm/año (Rojas, 2002). Las precipitaciones se presentan mayoritariamente en invierno y en primavera, en forma de lluvia con muy pocos eventos de nieve o aguanieve.

Los eventos de crecidas son altamente variables y las cargas de sedimentos se producen y movilizan durante eventos extremos, los cuales ocurren normalmente al finalizar el verano y a principios de otoño.

Es usual que sólo dos o tres eventos extremos sean los que contribuyan a la carga anual de sedimentos en la cuenca. El transporte de sedimentos en la red de drenaje toma largos

tiempos para reactivarse y se presenta esporádicamente aunque la inestabilidad de las laderas es intensa.

La cuenca cuenta con 32 estaciones pluviométricas uniformemente localizadas dentro o en los alrededores de la cuenca (ver **Figura 6.17**).

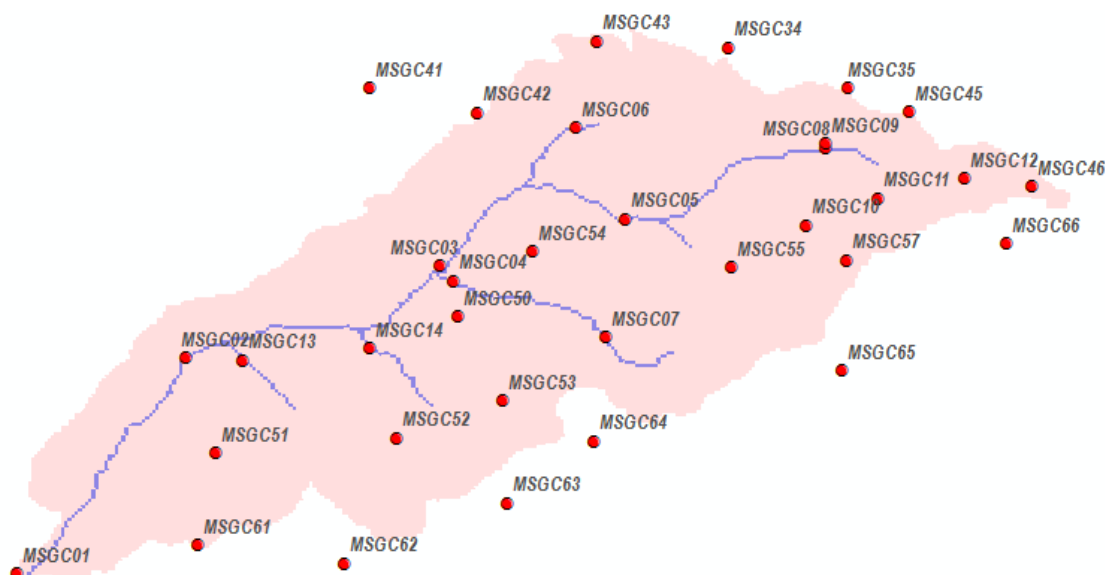


Figura 6.17. Estaciones pluviométricas de la cuenca Goodwin Creek.

Fuente: elaboración propia basado en la información de STEWARDS (2012)

La cuenca fue subdividida en subcuencas teniendo en cuenta la información de pendientes, longitud, área y el aporte de cada una a la producción de sedimentos en la cuenca, cuya subdivisión se muestra en la **Tabla 6.12** y en la **Figura 6.18**.

Tabla 6.12. Subcuencas y sus áreas para Goodwin Creek.

Fuente: (USDA, 1995)

Número de cuenca	Subcuencas contributivas	Área contributiva (Acres)	Área no contributiva (Acres)	Área total (acres)
1	1-14	4681	585.4	5266.8
2	2-14	3887	534.2	4421.6
3	3,5,6,8-12	1869	275.7	2145.0
4	4,7	781.8	111.9	893.7
5	5,8-12	951.7	81.6	1033.3
6	6	271.7	39.6	311.3
7	7	336.6	74.9	411.5
8	8,11,12	305.8	58.4	364.2
9	9	39.8	0	39.8
10	10	13	0	13
11	11	40.6	24.7	65.3
12	12	68.8	5.1	73.9
13	13	273.3	30.1	303.4
14	14	366.8	45.1	411.9



Figura 6.18. Mapa de subcuencas
Fuente: Elaboración propia

6.2.1.2 Características topográficas

La cuenca cuenta con un MED de resolución 10x10 m (ver **Figura 6.19. Mapa de elevación digital cuenca Goodwin Creek.**), el que puede ser solicitado al grupo de investigación del Servicio de Investigación Agrícola (Agricultural Research Service ARS) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (United States Department of Agriculture USDA) en la página web <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5040>. De dicho MED se pueden derivar las características topográficas básicas de la cuenca (ver **Tabla 6.13**) y las características morfológicas básicas para realizar cualquier modelación hidrológica (pendientes, dirección de flujo, acumulación de flujo y la red de drenajes), con la precaución de corregir las depresiones las que aunque representan la realidad del terreno suelen conducir a errores de modelación.

Tabla 6.13. Descripción de las características topográficas cuenca Goodwin Creek.
Fuente: elaboración propia

		Mínimo	Máximo	Promedio	Desviación estándar
Elevación	10 x 10 m	69.6 m	128.5 m	98.09	11.31
Pendientes	30 x 30 m	0	10.34%	2.30%	1.53%

Rojas (2002) realizó el re muestreo del mapa de elevación con diferentes resoluciones para la cuenca (30, 90, 150, 210, 270 y 330 m) y su impacto sobre las propiedades de la misma, demostrando que el nivel de resolución óptimo a ser usado en los ejercicios de modelación es el de 30x30 m.

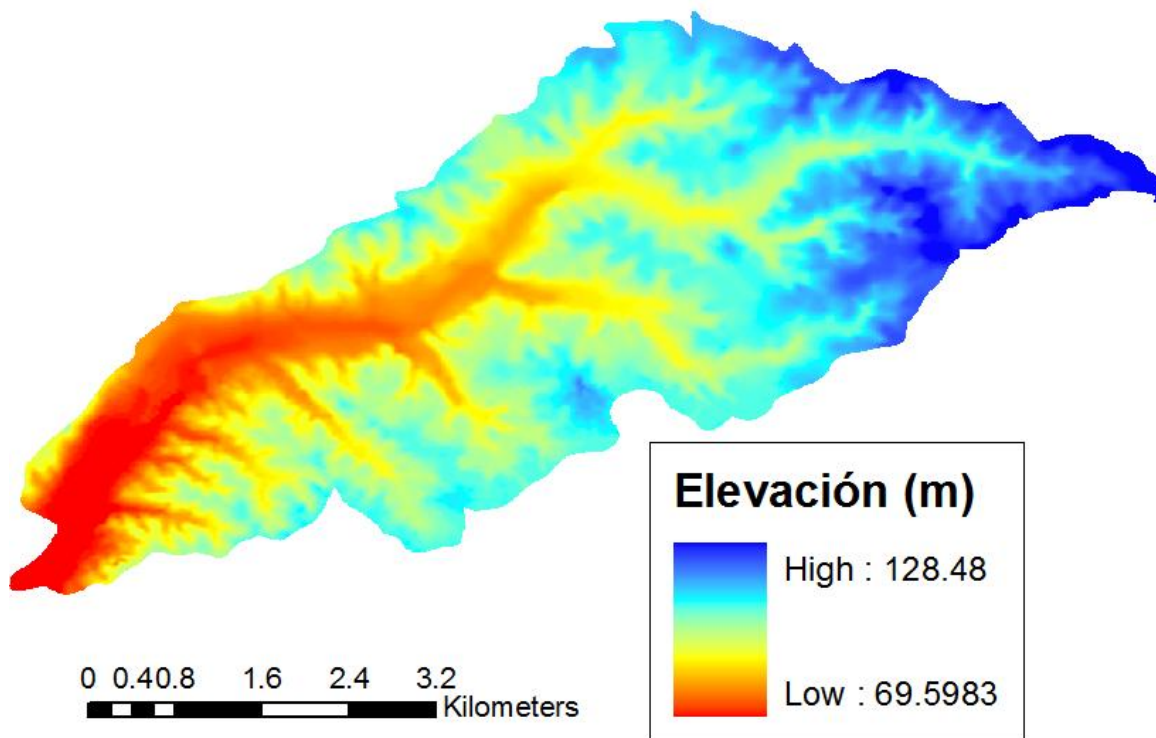


Figura 6.19. Mapa de elevación digital cuenca Goodwin Creek.
Fuente: ARS-USDA (2008)

6.2.1.3 Suelos

Los mapas de suelos se pueden obtener en el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (Natural Resources Conservation Service NRCS) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (United States Department of Agriculture USDA) solicitándolos por Estado, así como también la base de datos de propiedades asociada definida por la metodología de clasificación SSURGO en la página web <http://soildatamart.nrcs.usda.gov/Default.aspx> (USDA-NRCS., 2012).

En la cuenca se han identificado siete tipos de suelos (ver **Figura 6.20.** Mapa de Suelos Goodwin Creek.). Los suelos en general presentan una textura limosa y son fácilmente erosionables cuando es removida la capa de vegetación ocasionando cárcavas intensas.

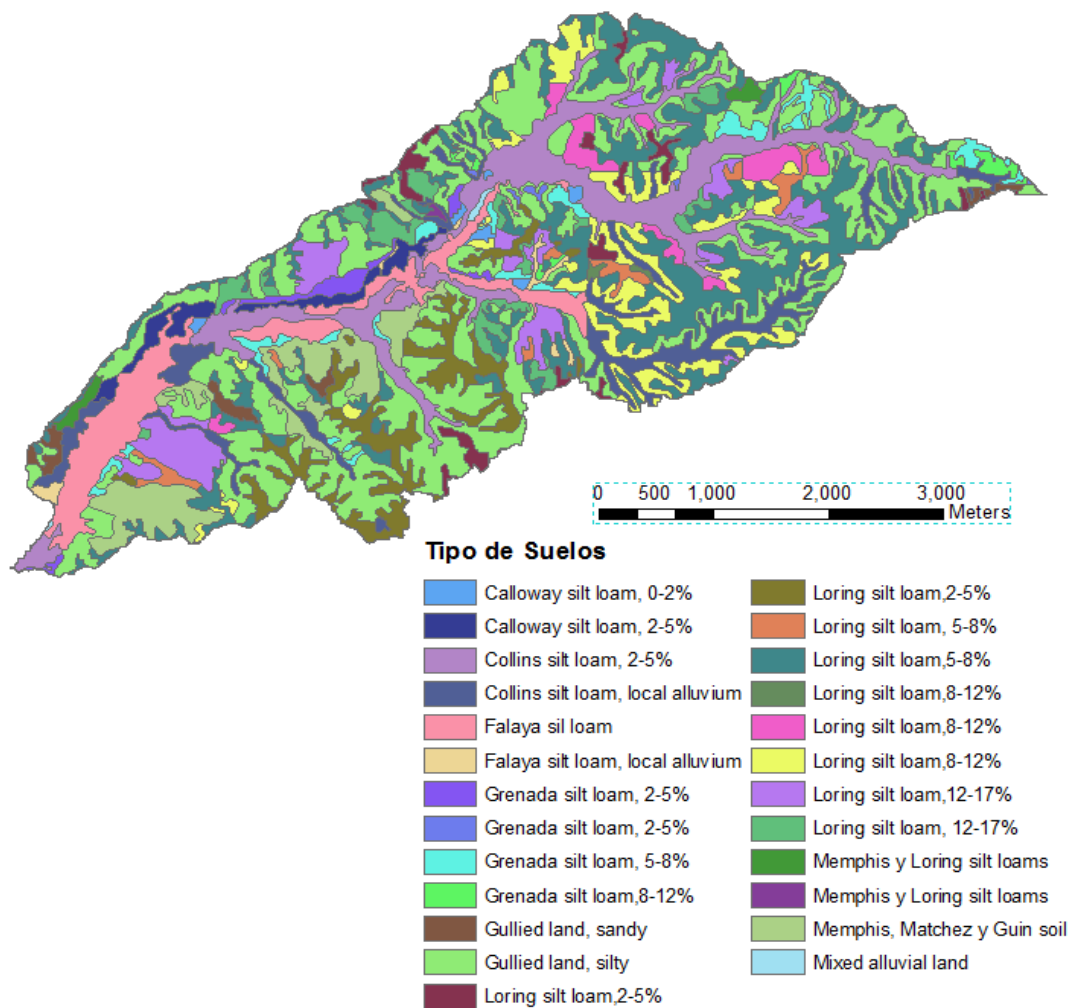


Figura 6.20. Mapa de Suelos Goodwin Creek.

Fuente: USDA-NRCS, 2012

Los suelos son clasificados en series (suelos con un perfil similar) y asociaciones (suelos con localización y arreglo similar) (ver **Tabla 6.14. Descripción de suelos en Goodwin Creek** (Blackmarr, 1995)). De acuerdo a los estudios realizados se identificaron básicamente dos asociaciones: la asociación Collins - Falaya – Grenada – Calloway ubicada en terrazas y llanuras de inundación, caracterizada por ser básicamente limosa, pobre a moderadamente drenada e incluye la mayor parte de los cultivos de la cuenca. Luego la asociación Loring-Grenada-Memphis que se encuentra en las laderas, caracterizada por suelos bien a moderadamente drenados, con pendientes suaves a abruptas y en la actualidad se encuentra con pastos y bosques.

Tabla 6.14. Descripción de suelos en Goodwin Creek (Blackmarr, 1995).

Fuente: Rojas (2002)

Suelos	Descripción
Calloway (Ca)	Se compone de limos finos y mixtos del tipo <i>Thermic Glossaquic Fragiudalfs</i> ; Los suelos son margas limosas pobremente drenados, fuertemente ácidos o de acidez media, formados en depósitos de loess ¹ en las partes altas de las llanuras de inundación. Se encuentra una capa de "fragipan" a una profundidad de 16 pulgadas.
Collins (Cm, Co)	Presenta limos gruesos o mixtos, ácidos del tipo <i>thermic Aquic Udifluvents</i> ; Los suelos son moderadamente bien drenados, fuertemente o medianamente ácidos, que se han formado en aluviones o cerca de la parte baja de las laderas. Estos suelos se encuentran principalmente en la red de drenaje y corresponden a la mayor parte de las áreas cultivadas en la Cuenca. El algodón es el cultivo dominante pero se ha ido reemplazando en los años recientes por soya.
Falaya (Fa, Fl)	Presenta limos gruesos, mixtos, ácidos, del tipo <i>thermic Aeris Fluvaquents</i> ; Son suelos pobremente drenados, fuerte a muy fuertemente ácidos desarrollados en aluviones limosos o cerca del pie de las laderas. Gran parte de los solos Falaya se encuentran cultivados.
Grenada (Gr)	Suelos con limos finos, mixtos del tipo <i>thermic Glossic Fragiudalfs</i> ; Suelos moderadamente bien drenados, de fuerte a muy fuertemente ácidos que han sido desarrollados sobre depósitos delgados de "loess" en las partes altas de las laderas o terrazas. Se encuentra una capa de "fragipan" a una profundidad de 24 pulgadas.
Gullied Land (Gu)	Consiste de áreas severamente erodadas y con cárcavas profundas. La superficie del suelo y gran parte de la subsuperficie has sido removido. Mucha de esta tierra ha sido deforestada, cultivada y por último abandonada. Ahora se encuentra cubierta de árboles, rastrojos o pastos. No es apropiada para cultivos.
Loring (Lo)	Compuesta de limos finos, mixtos, del tipo <i>thermic Typic Fragiudalfs</i> ; es moderadamente a bien drenada, de fuerte a muy fuertemente ácidos que se han desarrollado en capas finas de "loess" en las partes altas de las laderas. Se encuentra una capa de "fragipan" a una profundidad cercana a las 30 pulgadas.
Memphis (Ml)	Presenta limos finos, mixtos del tipo <i>thermic Typic Hapludalfs</i> ; Consiste de suelos bien drenados, fuertemente a muy fuertemente ácidos que se han desarrollado sobre capas finas de "loess" en las partes altas de ladera. Es tipo de suelo se manifiesta como una mezcla con el "Natchez" y "Guin", o el suelo tipo Loring. Esta serie no presenta "fragipan" dentro de la profundidad de caracterización. Se encuentra casi toda con bisques.
Mixed Alluvial Land (Mx)	Este tipo de suelos es pobremente a excesivamente drenada, marga limosa fuertemente ácida y arena gruesa; no presentan uniformidad en el arreglo, profundidad, color o espesor de las capas de suelo. El suelo contiene muy poca cantidad de materia orgánica y por tanto la fertilidad es baja. Se encuentra cubierta de cultivos, pastos y árboles. (Este suelo aunque ha sido identificado en la tabla no está referenciado en los mapas).

¹ De acuerdo con Montoya (2008), los depósitos de loess son limos transportados y depositados por el viento, de origen glacial. Se encuentran extendidos en masas continentales en latitudes medias, afectadas por glaciaciones en el Pleistoceno

6.2.1.4 Usos del suelo

Para el estudio de la cuenca la ARS realizó la adquisición periódica de fotografías aéreas e información satelital, lo que permite contar con información completa de la cobertura vegetal y usos del suelo. La cuenca se caracteriza por estar poco intervenida, ya que solo el 13% del área se encuentra cultivada. El resto del área se encuentra cubierta por rastrojos, pastos y bosques. En la **Tabla 6.15** se presentan los tipos de cobertura detectados.

Tabla 6.15. Cobertura vegetal y usos del suelo en Goodwin Creek (Blackmarr, 1995).
Fuente: Rojas (2002)

Cobertura del suelo/ Usos del suelo	Descripción
Terrenos cultivados	Se pueden dividir en tres categorías: algodón, soya, maíz y granos pequeños. La clasificación está basada en confirmación visual realizada en campo de cada cultivo o por indagación a los propietarios de las tierras.
Pastos	Son clasificados en terrenos de mantenimiento, terrenos para pastoreo, presencia de muros vivos.
Rastrojos	Clasificados en terrenos de mantenimiento, con vegetación para engorde, ausencia de ganado, no hay presencia de cercas.
Bosques	Clasificados según la edad de los árboles (la aproximación de la edad está basada en la altura y ancho de los árboles), la cual suele ser de 7 años a más.
Bosques plantados	Igual que los bosques son clasificados según la edad de los árboles, de modo que son árboles recién plantados hasta los 7 años de edad.

Una vez iniciada la compilación de los mapas de cobertura con la fotografía aérea, dichos mapas fueron reportados de manera periódica por la ARS desde 1980 hasta el 2002 en la base de datos de dicha agencia, que se puede consultar en la página web de la USDA, <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5120> (USDA, 2011). Dichos mapas se encuentran en formato .txt, con resolución de 30x30 m.

Rojas (2002), reclasificó los usos en Bosques (incluyendo bosques plantados), Pastos (incluidos los rastrojos), agua y cultivos. Esta reclasificación se muestra en la **Figura 6.21** y es la reclasificación utilizada en estudios posteriores.

Por otra parte, Estados Unidos tiene disponible mapas de cobertura de suelos y tablas de propiedades generadas por el Multi-Resolution Land Characteristics Consortium (MRLC) denominadas Bases de Datos de Cobertura del suelo Nacional o NLCD por sus siglas en inglés. Tanto los mapas como las tablas de propiedades pueden descargarse de la página web

<http://www.mrlc.gov/> (MULTIRESOLUTION LAND CHARACTERISTICS CONSORTIUM MRLC). La tabla utilizada en este trabajo se muestra en el Anexo 1.

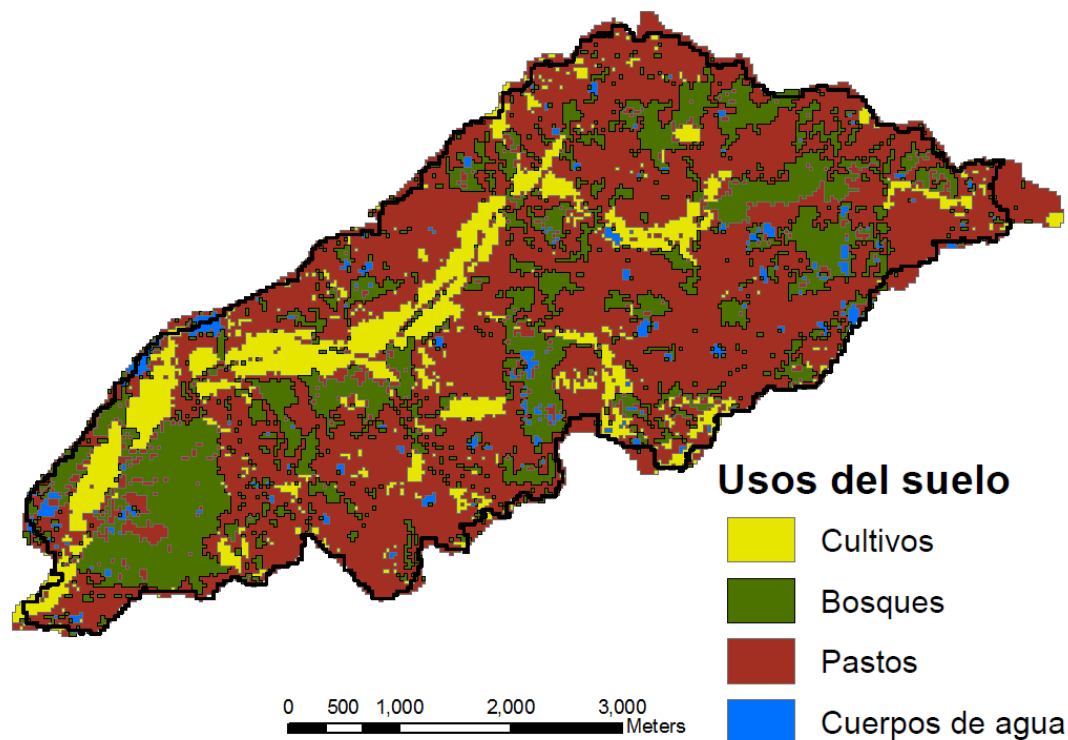


Figura 6.21. Mapa de Usos de Suelos
Fuente: ARS-USDA (2012)

6.2.1.5 Morfología de la red de drenajes

La red de drenajes consiste en valles estrechos y cauces que presentan incisiones. Las laderas están cubiertas de depósitos de loess, mientras que los valles de depósitos aluviales derivados de grandes procesos erosivos producidos durante los primeros asentamientos de europeos. La colonización europea, que comenzó alrededor de 1830, fue seguida por procesos de deforestación, cultivos, la rápida erosión de las laderas y luego sedimentación acelerada. De esta manera el fondo de los valles fue recubierto con varios metros de sedimentos erosionados desde las laderas y se desarrollaron condiciones pantanosas debido a propiedades de drenaje dispares.

Los propietarios de tierras canalizaron las corrientes y construyeron diques, entre 1840 y 1930 para detener los procesos erosivos; sin embargo estos esfuerzos no fueron eficientes. Entre 1930 y 1960 se efectuó una segunda canalización y la construcción de embalses para el control de inundaciones en los canales. Debido a esto la posición de los drenajes de la cuenca

fue modificada, de manera que son más pendientes y no se corresponden con los depósitos del Holoceno y la red de meandros naturales (Channel and Watershed Processes Research Unit, 1995).

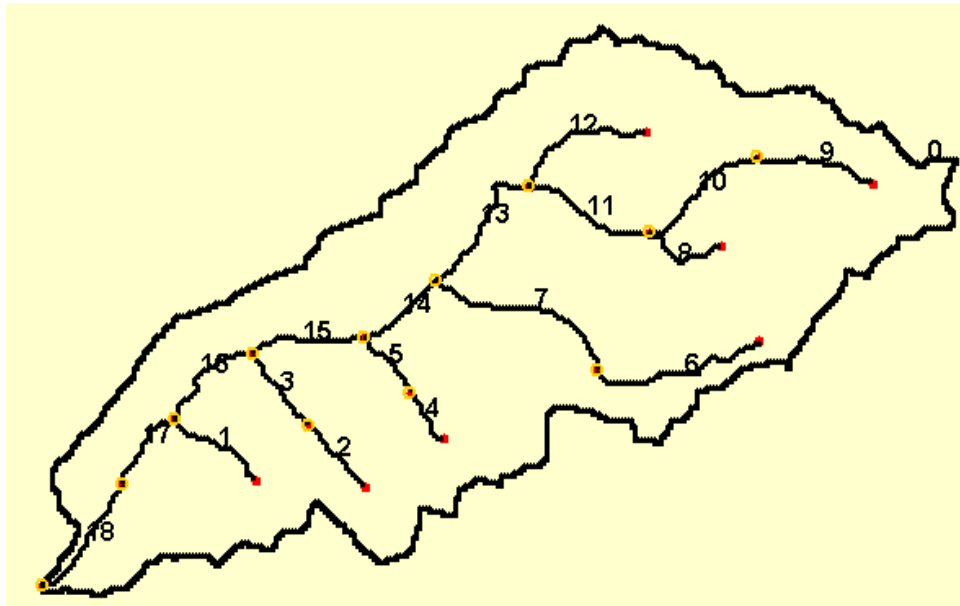


Figura 6.22. Red de Drenajes y números de cada tramo.
Fuente: Rojas (2002)

Tabla 6.16. Geometría Canales
Fuente: Rojas (2002)

Número Canal	Ancho (m)	Profundidad (m)
1	25.0	3.50
2	20.0	3.00
3	22.0	3.50
4	27.0	4.30
5	28.0	3.10
6	30.0	3.40
7	30.0	3.55
8	22.0	4.10
9	29.4	4.20
10	26.0	4.35
11	30.0	4.40
12	22.0	4.40
13	27.0	4.30
14	30.0	4.50
15	30.0	4.70
16	50.0	5.00
17	48.0	5.00
18	34.0	6.05

A partir de 1977, el cuerpo de Ingenieros del Distrito de Vicksburg de la cuenca baja del Río Mississippi (COE, LMKVD por sus siglas en inglés) contrató el levantamiento geométrico para realizar estudios de erosión en un número importante de cuencas del Río Yazoo, entre las que se encuentra Goodwin Creek. De este trabajo se obtuvieron 36 planchas topográficas con las secciones transversales de las principales líneas de drenaje de la cuenca, las que se muestran en la **Figura 6.22** y los resultados en la **Tabla 6.16**. Dichos trabajos también pueden ser consultados y descargadas las secciones transversales para los años 1978 – 1988, en la página web de la ARS <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5120> (USDA, 2011).

6.2.1.6 Caudales

Para la cuenca se cuenta con datos estadísticos y puntuales de los caudales generados en la misma, de manera continua desde el inicio de los estudios (1981). Los datos de caudal pueden ser consultados y descargados en la página <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5120> (USDA, 2011), para los años 1981 – 2008 y en la página <http://www.nrrig.mwa.ars.usda.gov/stewards/stewards.html> se pueden consultar los datos puntuales por estación y por año (USDA-ARS, 2008). Las estadísticas de 1982 – 1993 se presentan a continuación:

Tabla 6.17. Resumen de descargas mensuales y anual para la estación 1.

FUENTE: (USDA, 1995)

Mes	Máximo (ft ³ /s)	Mínimo (ft ³ /s)	Media (ft ³ /s)	Desviación Estándar (ft ³ /s)	Coficiente de Variación	% de Escorrentía Anual
Octubre	354.00	0.20	5.79	9.19	0.63	3.6
Noviembre	568.31	0.25	10.39	8.67	1.20	6.4
Diciembre	926.21	0.37	25.72	25.84	1.00	16.0
Enero	484.61	0.33	12.89	11.80	1.09	8.0
Febrero	1136.50	0.33	29.74	27.33	1.09	18.5
Marzo	573.22	0.37	17.56	11.41	1.54	10.9
Abril	905.70	0.37	22.69	26.43	0.86	14.1
Mayo	763.82	0.30	16.59	18.72	0.89	10.3
Junio	221.05	0.25	7.29	7.93	0.92	4.5
Julio	506.21	0.25	5.78	9.01	0.64	3.6
Agosto	225.42	0.19	3.88	3.86	1.00	2.4
Septiembre	439.09	0.15	2.72	4.16	0.65	1.7
Anual	592.01	0.28	13.42	13.70	0.96	100.0

6.2.1.7 Transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos en la cuenca fue separado en tres grupos para la toma de muestras: Finos (<0.062 mm), arenas (0.062 – 2.0 mm), y grava (>2.0 mm). Las muestras de los sedimentos finos fueron recolectadas a través de muestreadores de bombeo automático, las muestras de arena fueron recolectadas por medio de muestreos manuales integrados en profundidad, mientras que las gravas fueron muestreadas utilizando muestreadores tipo Helley – Smith y cajas de muestreo (USDA, 1995).

Los resultados obtenidos para los muestreos pueden ser consultados y descargados para los años 1981 – 2008, en la página web de la ARS <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5120> (USDA, 2011), bajo el título rosed.exe.

6.2.2 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN

6.2.2.1 Definición de parámetros

En la cuenca Goodwin Creek se han realizado numerosos estudios por lo que se cuenta con gran información paramétrica, de manera que la cuenca se ha venido utilizando para la calibración y validación del modelo CASC2D-SED y el modelo TETIS-SED, entre otros y de los que se reportan a continuación los parámetros utilizados.

Parámetros obtenidos por Johnson et al., (2000)

Los primeros parámetros establecidos para la cuenca fueron reportados por Johnson et al., en el 2000.

Tabla 6.18. Coeficientes de rugosidad superficial y factor de gestión de los cultivos para la cuenca Goodwin Creek.

Fuente: Johnson et al., (2000)

Usos del suelo	Coeficiente de rugosidad de Manning	Factor de Cobertura por cultivos
Pastos, rastrojos	0.070	0.070
Bosques	0.110	0.008
Cultivos	0.050	0.650

Tabla 6.19. Factor de erosionabilidad del suelo (K)

Fuente: Johnson et al., (2000)

Usos del suelo	Erosionabilidad del suelo (K)
Arena	0.12
Franco arenoso	0.27
Franco limoso	0.40
Franco arcillo limoso	0.38

Parámetros reportados por Rojas (2002) Calibración Casc2d-Sed

Posteriormente Rojas (2002) reporta valores diferentes de estos parámetros para correr el modelo CASC2D-SED, los cuales también son utilizados en la tesis de Hui Ming Shi en su disertación (2008) (**Tabla 6.20** Y **Tabla 6.21**).

Tabla 6.20. Parámetros de infiltración del suelo y erosión para la validación.

Fuente: Rojas (2002)

Serie de suelo	Factor de erosionabilidad (K)	Conductividad Hidráulica (cm/h)	Capilaridad (cm)	Déficit de humedad (cm ³ /cm ³)	%Arena	%Limos	%Arcilla
1 Calloway	0.4	0.336	22	0.29	25	55	20
2 Fallaya	1.0	0.307	14	0.29	25	55	20
3 Grenada	0.2	0.355	17	0.29	30	60	10
4 Loring	0.4	0.365	22	0.29	25	55	20
5 Collins	0.2	0.346	18	0.29	30	60	10
6 Memphis	0.1	0.432	22	0.29	30	60	10
7 Gullied Land	0.1	0.384	15	0.29	25	55	20

Tabla 6.21. Parámetros de uso del suelo utilizados en la calibración.

Fuente: Rojas (2002)

Cobertura de suelo	Rugosidad de Manning	Interceptación (mm)	Factor C USLE	Factor P USLE	% Área de la cuenca
Bosques	0.25	3.0	0.0036	1	26.7
Agua	0.01	0	0	1	0.4
Cultivos	0.10	1.0	0.18	1	14.0
Pastos	0.20	1.5	0.072	1	58.8

Parámetros utilizados por Montoya (2008). Calibración Tetis-Sed

Montoya (2008), reporta valores de Conductividad Hidráulica Saturada hallados utilizando el valor de permeabilidad, en cm/hr determinados por Blackmarr, 1995 y calculando el tiempo de viaje sobre los niveles del suelo por encima de la zona de raíces. De acuerdo a Montoya, el tiempo de viaje es hallado como el cociente entre el espesor del nivel y la permeabilidad. Al sumar los tiempos de viaje de todos los niveles que se encuentran en la zona de raíces se obtiene el tiempo de viaje total. La conductividad Hidráulica media se calcula al dividir el espesor de la zona de raíces sobre el tiempo de viaje total. Dichos valores se muestran en la **Tabla 6.22** y fueron utilizados para la calibración del módulo sedimentológico del modelo TETIS desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia.

Tabla 6.22. Conductividad hidráulica saturada para las unidades cartográficas.
Fuente: Montoya (2008)

Uso del suelo	Suelos	Identificador	Conductividad Hidráulica (cm/hr)
Cultivos	Calloway	11	0.21
	Fallaya	12	4.191
	Grenada	13	0.293
	Loring	14	0.678
	Collins	15	4.191
	Memphis	16	4.191
	Cárcavas	17	4.191
Bosques	Calloway	21	0.283
	Fallaya	22	4.191
	Grenada	23	0.177
	Loring	24	0.214
	Collins	25	4.191
	Memphis	26	4.191
	Cárcavas	27	4.191
Pastos	Calloway	31	4.191
	Fallaya	32	4.191
	Grenada	33	4.191
	Loring	34	4.191
	Collins	35	4.191
	Memphis	36	4.191
	Cárcavas	37	4.191

Parámetros Utilizados

Teniendo en cuenta que el modelo hidrológico propuesto es muy cercano (en lo referente a los parámetros utilizados) al modelo hidrológico Casc2d-Sed y que Rojas (2002) fundamenta la selección de los parámetros reportados en los estudios de campo realizados por Johnson, Julien y autores posteriores, se utilizan los parámetros relacionados con las características hidráulicas del suelo. Por otra parte, se observa que los parámetros asociados a la cobertura del suelo difiere de los propuestos por la USGS (entidad Norteamericana encargada de actualizar los mapas de cobertura) por lo que se decidió utilizar las propiedades recomendadas por dicha entidad y que son indicadas en la tabla mrlc-2001. Teniendo en cuenta lo anterior, los parámetros utilizados en el presente modelo se muestran en la **Tabla 6.23** y **Tabla 6.24**.

Tabla 6.23. Propiedades asociadas a la cobertura superficial del suelo

Código	Tipo de Cobertura	Profundidad de Interceptación (mm)	Cobertura (%)	Rugosidad de Manning	% Área en la simulación
11	Agua	0	0	0	0.4
42	Bosques	1.15	50	0.40	25.5
81	Pastos	2.80	70	0.13	60.5
82	Cultivos	1.75	57	0.13	13.6

Tabla 6.24. Propiedades Hidráulicas del suelo y factor de erosionabilidad.

Serie de suelo	Factor de erosionabilidad (K)	Conductividad Hidráulica (cm/h)	Capilaridad (cm)	Porosidad (%)	%Arena	%Limos	%Arcilla
1 Calloway	0.4	0.336	22	0.49	25	55	20
2 Fallaya	1.0	0.307	14	0.49	25	55	20
3 Grenada	0.2	0.355	17	0.49	30	60	10
4 Loring	0.4	0.365	22	0.49	25	55	20
5 Collins	0.2	0.346	18	0.49	30	60	10
6 Memphis	0.1	0.432	22	0.49	30	60	10
7 Gullied Land	0.1	0.384	15	0.49	25	55	20

6.2.2.2 Eventos de precipitación

El evento seleccionado para la calibración fue uno de los primeros eventos que causó altos niveles de erosión, ocurrido en 17 de octubre de 1981 y ha sido utilizado en los trabajos de validación de Rojas (2002), Montoya (2008) y Shi (2008) (ver **Tabla 6.25**). El evento comenzó a las 9:18 p.m. con una duración total de 4.8 hrs y con muy poca precipitación antecedente. La profundidad total de precipitación medida en las estaciones varía entre 66 – 77.8 mm con un valor medio de 73.6 mm. La intensidad media fue de 14.7 mm/h con un máximo de 51.6 mm/h (el evento completo se encuentra en el Anexo 4).

Para la validación Rojas (2002) selecciona dos eventos diferentes (ver **Tabla 6.25**), los que también fueron utilizados por Montoya (2008) y Shi (2008). El evento del 20 de Septiembre de 1983 (evento 2) con pocos eventos de precipitación antecedentes (ver **Figura 6.23. Precipitaciones totales diarias precedentes a los eventos 1, 2 y 3 respectivamente.**) y una profundidad de precipitación que dobla la del evento de calibración. El otro evento escogido ocurrió el 28 de agosto de 1982 (evento 3) y fue precedido por condiciones húmedas (ver **Figura 6.23**). La precipitación media del evento 3 (61.7 mm) fue parecida a la del evento 1 pero las intensidades de precipitación fueron las más altas (Rojas, 2002).

Tabla 6.25. Eventos utilizados para la calibración y validación.

FUENTE: ROJAS (2002)

Evento	Evento 1 17-Oct-81	Evento 2 20-Sep-83	Evento 3 28-Ago-82
Duración (hr)	4.8	9.8	6
Precipitación media (mm)	73.6	147.5	61.7
Rango de profundidad (mm)	66.0 – 78.7	135.4 – 154.9	39.1 – 91.7
Intensidad media (mm/hr)	14.7	10.1	10.3
Rango de intensidad (mm/h)	0 – 51.6	0 – 65.5	0 – 90.3

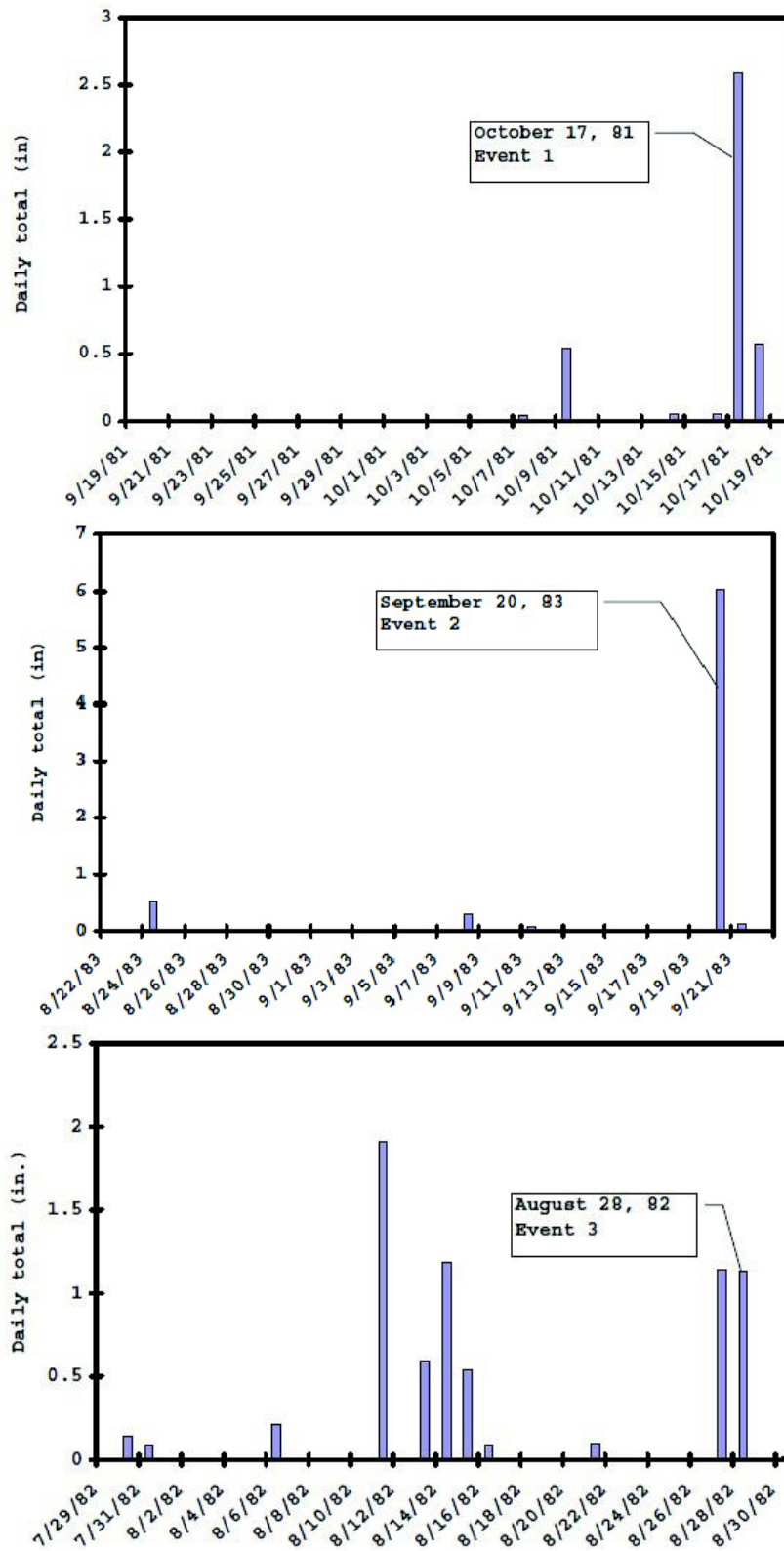


Figura 6.23. Precipitaciones totales diarias precedentes a los eventos 1, 2 y 3 respectivamente.

Fuente: Rojas (2002)

En la cuenca existen numerosas estaciones pluviométricas y de aforo de caudal líquido y sólido (ver *Figura 6.17. Estaciones pluviométricas de la cuenca Goodwin Creek.*), de las cuales 14 estaciones son de aforo con las que se ha subdivido en 14 subcuencas, con áreas de drenaje entre 1.6 – 21.3 Km². Del total de estaciones con que cuenta la cuenca, se seleccionaron 16 para el evento 1 (Rojas, 2002), donde se obtuvieron datos de precipitación (ver *Figura 6.24 y Tabla 6.26*) y 6 estaciones de aforo para la calibración (ver *Figura 6.25 y Tabla 6.27*).

Tabla 6.26. Estaciones Pluviométricas seleccionadas para el estudio.

Fuente: web Stewards

Nombre		Latitud	Longitud
MSGC01	Hidr, Meteo, WQ	34.232240	89.914167
MSGC02	Hidr, Meteo, WQ	34.251094	89.898490
MSGC05	Hidr, Meteo, WQ	34.263187	89.857827
MSGC06	Hidr, Meteo, WQ	34.271134	89.862407
MSGC07	Hidr, Meteo, WQ	34.252873	89.859578
MSGC10	Hidr, Meteo, WQ	34.262628	89.841086
MSGC12	Hidr, Meteo, WQ	34.266731	89.826459
MSGC14	Hidr, Meteo, WQ	34.251956	89.881459
MSGC34	MET	34.278169	89.848330
MSGC35	MET	34.274634	89.837248
MSGC41	MET	34.274634	89.881459
MSGC42	MET	34.272485	89.871562
MSGC52	MET	34.244107	89.879061
MSGC61	MET	34.234723	89.897387
MSGC64	MET	34.243841	89.860784

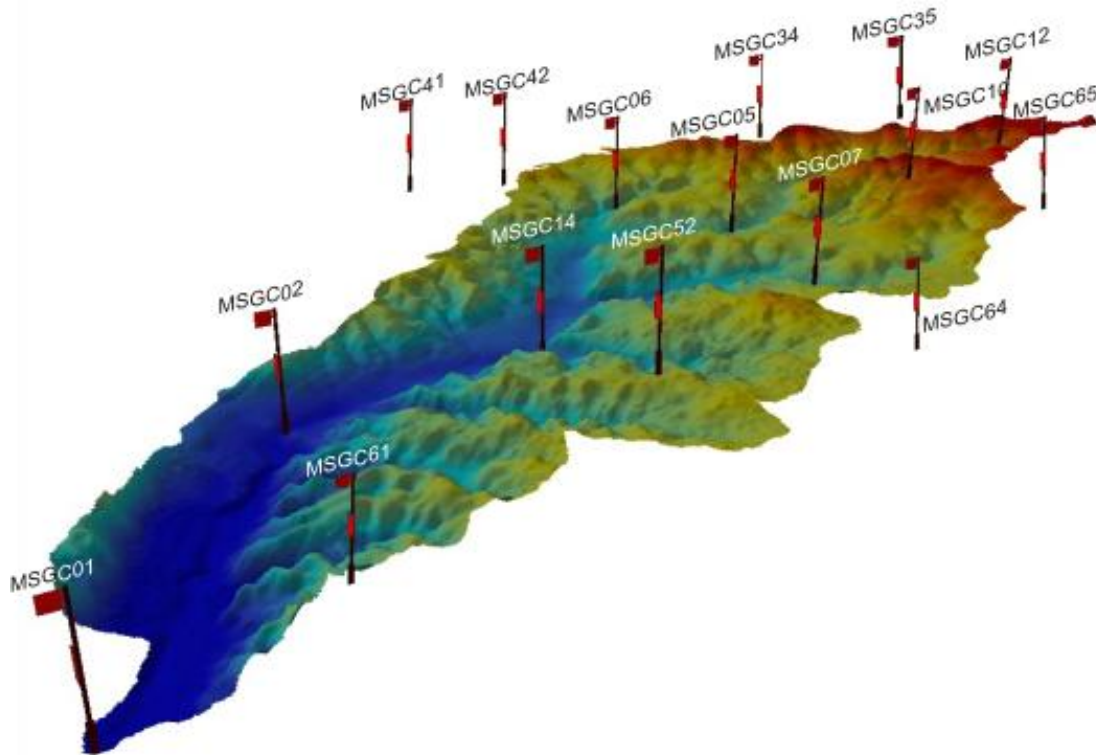


Figura 6.24. Ubicación de estaciones pluviométricas seleccionadas para calibración.
Fuente: Elaboración Propia (2013)

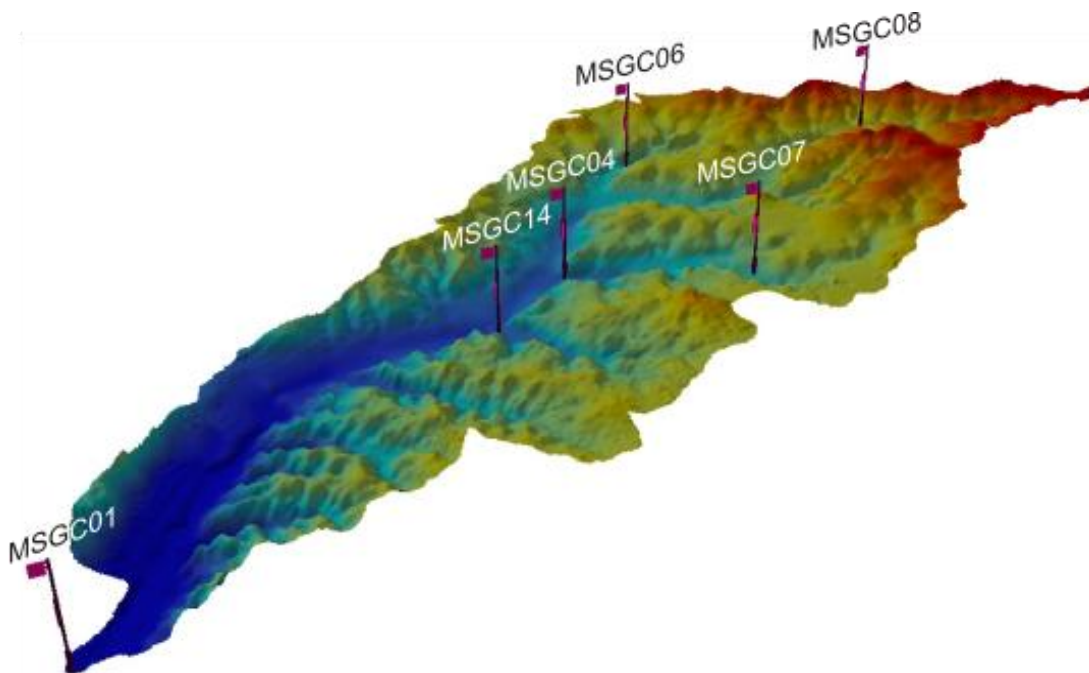


Figura 6.25. Ubicación de estaciones hidrométricas seleccionadas para calibración.
Fuente: Elaboración Propia (2013)

Tabla 6.27. Estaciones de aforo seleccionadas para calibración y validación.
Fuente: STEWARDS(2012)

Estación	Coordenadas geográficas		Coordenadas UTM	
	Latitud	Longitud	X	Y
1	34 13 56.063	89 54 51.000	231568.712	3791553.743
4	34 15 37.986	89 52 25.712	235367.347	3794280.517
6	34 16 16.082	89 51 44.665	236459.330	3795732.931
7	34 15 10.342	89 51 34.479	236662.950	3793699.882
8	34 16 09.930	89 50 21.643	238577.958	3795483.805
14	34 15 07.040	89 52 53.252	234644.397	3793655.021

6.2.2.3 Resultados obtenidos y discusión

6.2.2.3.1 Hidrogramas y Sedigramas obtenidos

Hidrogramas

Los hidrogramas fueron simulados con un nivel de ajuste elevado como se observa en las **figuras 6.26 a 6.29**, y en la tabla **Tabla 6.28**, para los tres eventos simulados.

Para el evento 1 los hidrogramas simulados (ver *Figura 6.26 Hidrogramas Observados Y Simulados Para El Evento 1.*), presentan un muy buen nivel de correlación con los valores observados. El nivel de ajuste según el factor de correlación es alto excepto para la subcuenca 7, donde el modelo no reproduce el flujo inicial (ver **Figura 6.26**). El coeficiente de calibración expresa la dependencia lineal entre dos variables, es decir entre los caudales observados y simulados. Se formula como:

$$r = \frac{S_{obs,sim}}{\sqrt{S_{obs}S_{sim}}} \quad 6.1$$

Donde $S_{obs,sim}$ es la covarianza sin sesgo entre los caudales observados y simulados, y S_{obs} , S_{sim} son las varianzas de los caudales observados y simulados respectivamente. Este coeficiente tomará valores entre 0 y 1, y a mayor valor de r mayor nivel de ajuste.

Para los eventos 2 y 3, los niveles de ajuste también son altos aunque menores que para el evento de calibración. Sin embargo, para la subcuenca 7 se presenta nuevamente subestimación de los volúmenes de escorrentía.

En general se observa que para la estación de salida en todos los eventos se consigue simular muy precisamente la respuesta de la cuenca, mientras que en el resto de las

estaciones se subestima ligeramente dicha respuesta exceptuando la subcuenca 7 donde se subestima bastante más el hidrograma.

Tabla 6.28. Nivel De Ajuste (Factor de Correlación) entre las series simuladas y las observadas para cada evento

Fuente: Elaboración propia (2013)

Indicador de ajuste por estación	MSGC001	MSGC004	MSGC006	MSGC007	MSGC008	MSGC14
Evento 1	98.26	98.81	98.92	88.63	99.58	98.66
Evento 2	94.99	99.15	92.00	88.29	89.97	96.27
Evento 3	88.19	93.51	90.13	89.64	84.64	94.86

Además de la subcuenca 7, la subcuenca 8 reduce su nivel de ajuste para los eventos 2 y 3 sucesivamente como se observa en la **Tabla 6.28**. Sin embargo, estas dos subcuencas representan solo el 14 % del área de la cuenca general y por tanto el nivel de aporte a la producción de sedimentos total es baja, es decir que la influencia de los posibles errores obtenidos en estas subcuencas es mínima.

Por otra parte, los tiempos de inicio y finalización del hidrograma, así como el tiempo en alcanzar el caudal punta también son estimados con bastante precisión como se constata en la **Tabla 6.29**. Para la mayoría de los hidrogramas, los caudales punta son bastante bien estimados, y en algunos casos éstos son estimados con algunos minutos de diferencia (30 minutos para los hidrogramas con mayores diferencias). En dichos casos casi siempre el hidrograma modelado alcanza su nivel punta antes del observado.

Por último se concluye que el modelo es capaz de reproducir con un nivel de precisión razonable los flujos de lavado cuando estos se producen, como se observa por ejemplo en la **Figura 6.27** para la subcuenca 006.

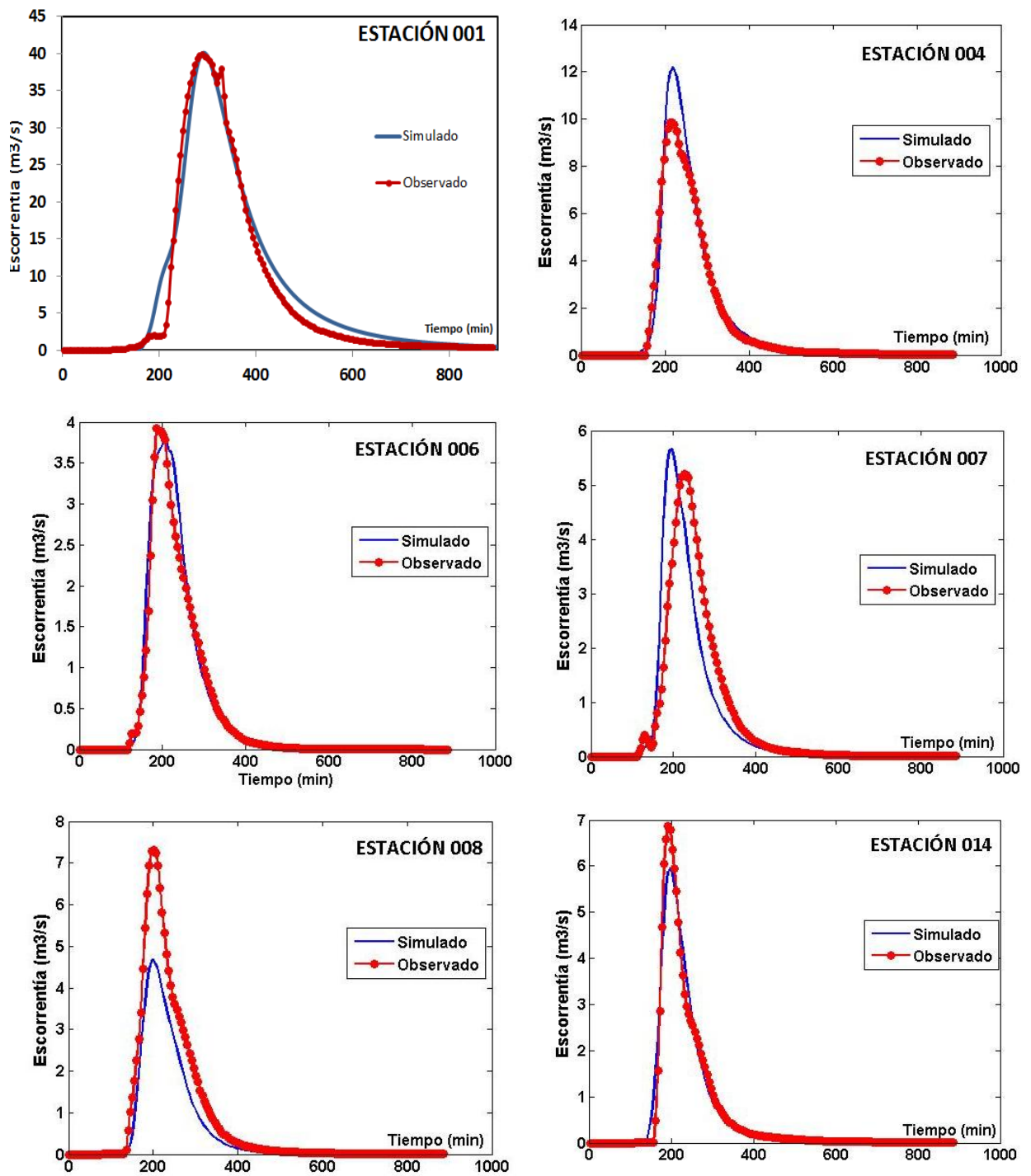


Figura 6.26 Hidrogramas Observados Y Simulados Para El Evento 1.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

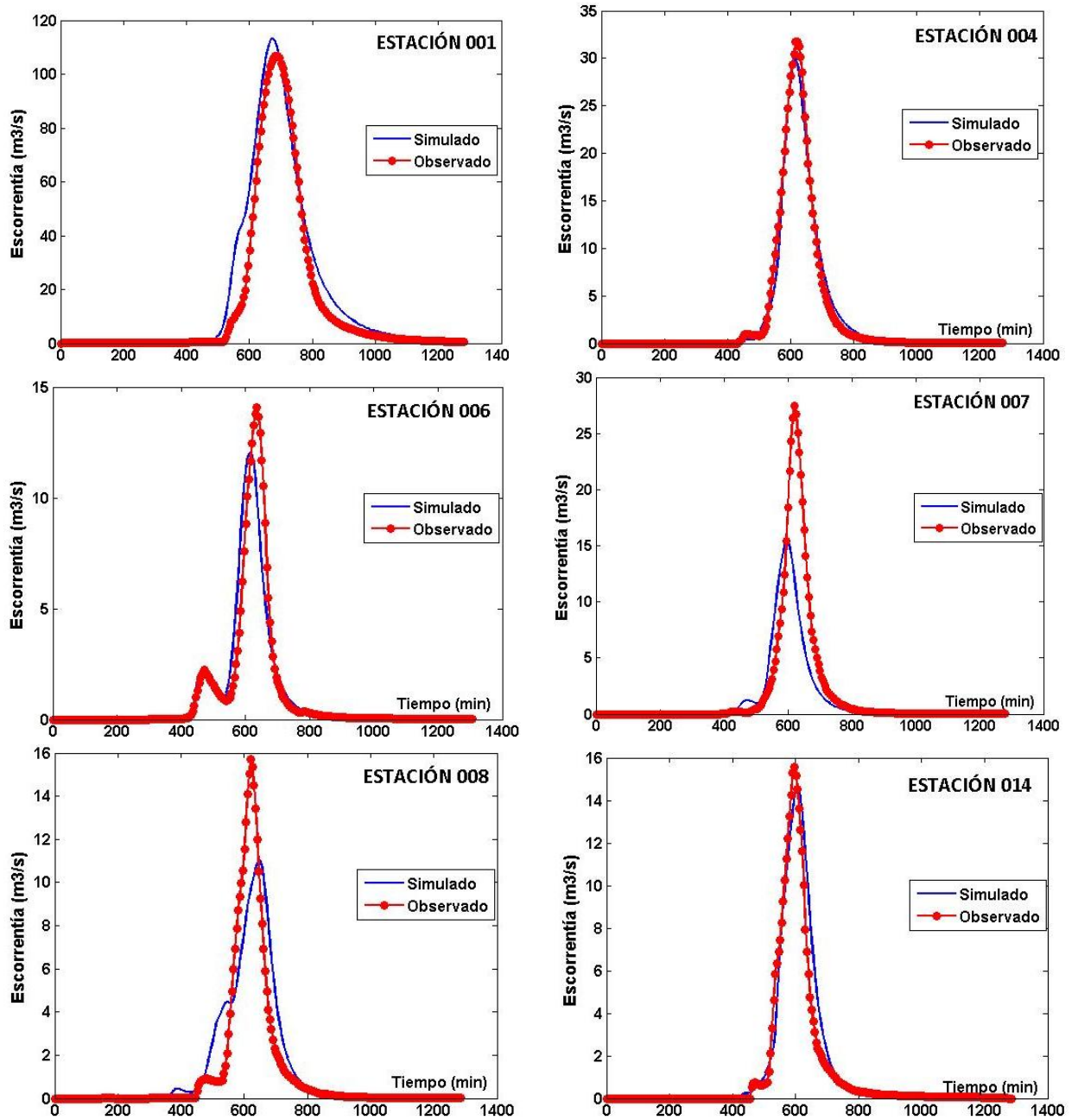


Figura 6.27. Hidrogramas observados y simulados para el evento 2.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

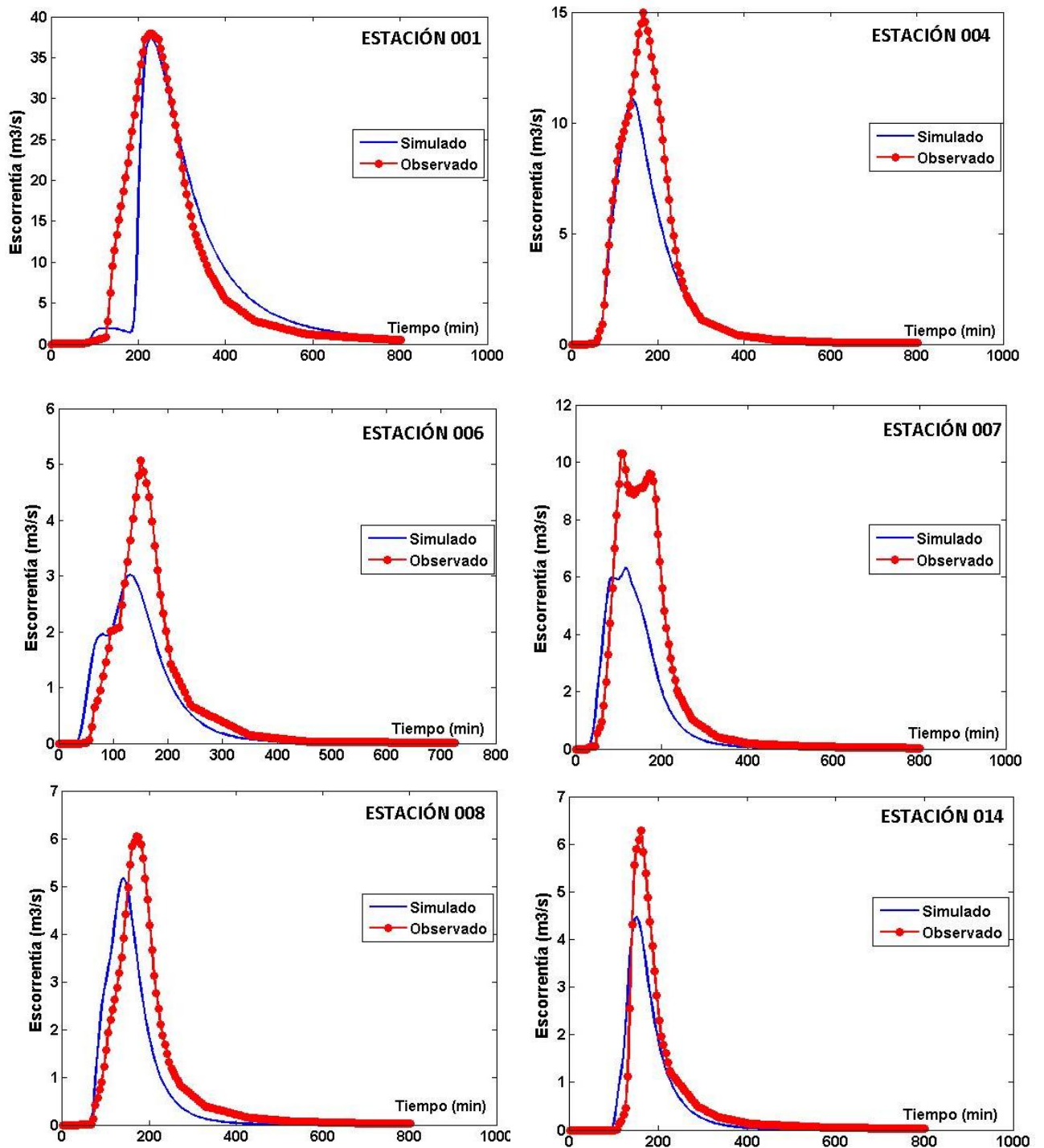


Figura 6.28. Hidrogramas observados y simulados para el evento 3.
Fuente: Elaboración Propia (2013)

Tabla 6.29. Caudales líquidos máximos y tiempos al máximo para cada evento.
Fuente: Elaboración propia (2013)

	MSGC001	MSGC004	MSGC006	MSGC007	MSGC008	MSGC14
EVENTO 1						
Caudal punta observado (m ³ /s)	39.93	9.83	3.92	5.21	7.31	6.86
Caudal punta simulado (m ³ /s)	40.05	12.19	3.76	5.66	4.67	5.96
Tiempo al Qmax observado	290	215	185	225	200	190
Tiempo al Qmax simulado	295	215	205	195	200	195
EVENTO 2						
Caudal punta observado (ton/ha.dia)	106.74	31.73	14.09	27.66	15.70	15.63
Caudal punta simulado (ton/ha.dia)	112.20	28.50	11.60	14.50	10.70	13.60
Tiempo al Qsmax observado	679	615	633	621	623	596
Tiempo al Qsmax simulado	660	610	610	600	640	600
EVENTO 3						
Caudal punta observado (m ³ /s)	38.10	14.98	5.08	10.70	6.10	6.29
Caudal punta simulado (m ³ /s)	29.85	11.07	2.68	5.69	4.07	3.21
Tiempo al Qmax observado	227	165	150	107	173	160
Tiempo al Qmax simulado	230	135	130	115	140	150

Sedigramas

Los resultados de los sedigramas simulados (ver **Figura 6.30 - Figura 6.33**) presentan un nivel de ajuste razonable como se observa en la **Tabla 6.30**. El mejor nivel de ajuste se obtiene con el modelo de Capacidad de Transporte de Engelund-Hansen.

Para la cuenca general el modelo permite predecir con bastante aproximación tanto los volúmenes de sedimentos producidos como la forma de los sedigramas (caudales punta y tiempos en alcanzar los valores punta). En las estaciones internas se sobreestima ligeramente el volumen generado. El nivel de ajuste es menor para las subcuencas internas 7, 8 y 14, que son las cuencas que presentan mayores pendientes. La subcuenca 007 pertenece a la Subcuenca 004 por lo cual se puede predecir que pequeñas inconsistencias presentadas en esta subcuenca se magnifican en la 004.

Tabla 6.30. Nivel De Ajuste de los caudales sólidos (Factor de correlación) entre las series simuladas y las observadas para cada evento

Fuente: Elaboración propia (2013)

Indicador de ajuste por estación	MSGC001	MSGC004	MSGC006	MSGC007	MSGC008	MSGC14
Evento 1	81.18	96.10	95.89	89.66	88.03	74.75
Evento 2	99.13	95.53	96.42	85.28	78.82	96.88
Evento 3	83.80	94.65	94.41	89.05	93.15	89.72

Estos resultados se explican en parte por los esfuerzos cortantes que se presentan en cada subcuenca, ya que la erosión es determinada en gran medida por dicha variable, la que depende del radio hidráulico y de la pendiente. Las subcuencas que presentan mayores pendientes en promedio son las subcuencas 14, 6 y 4 (de mayor a menor 2.18%, 2.00%, 1.98%), mientras que el radio hidráulico varía según las condiciones hidráulicas de cada evento. Los esfuerzos cortantes medios generados se muestran en la **Figura 6.29** en la que se observa el comportamiento antes descrito. Las subcuencas 14, 6 y 4 presentan esfuerzos cortantes varias veces mayores que los generados en otras subcuencas, sobretodo en la 14 y la 4. Gran parte de la erosión en la cuenca debida al flujo se presentaría (al analizar solamente el parámetro de esfuerzo cortante) en dichas subcuencas de manera que esto indica que son las subcuencas más sensibles a la definición de los parámetros. Para estas subcuencas es probable que la definición de parámetros requiera un mayor nivel de refinamiento, lo cual exigirá mayor investigación y mayor información que permita definir las diferencias en la calibración según la pendiente y/o el tamaño de la cuenca.

Por otra parte, es importante mencionar que no se ha incorporado un parámetro de control de la cantidad de suelo que se puede erosionar, ya que no contaba con herramientas físicas que permitieran definir un control para esto. Sin embargo, la teoría indica que la capacidad de erosión de los suelos no es infinita y por tanto se debería poder limitar la erosión producida según este parámetro, pero en la práctica existen pocos modelos que incorporen este control y poca investigación en campo al respecto.

Adicionalmente, en la **Figura 6.29** se observa que los esfuerzos cortantes generados en el evento 2 son mucho mayores (por lo menos 4 veces los de los otros eventos) y por tanto la cantidad de sedimentos producida en dicho evento.

Por otra parte, se observa que aunque los factores de correlación obtenidos entre los valores simulados y los valores observados para el evento 2 son altos, los sedigramas simulados presentan diferencias notables con los sedigramas observados. Este evento, como ya se había mencionado dobla la cantidad de precipitación del evento 1 y es más del doble del evento 3. De manera que presenta condiciones pluviométricas y por tanto hidráulicas muy diferentes a los otros dos eventos, lo que quiere decir que las velocidades de corte, los radios Hidráulicos y por tanto los esfuerzos cortantes son mucho mayores a los presentados en los eventos 1 y 3, donde son muy similares estas variables. Esto lleva a concluir que aquellos eventos con mayor precipitación deben ser considerados de manera diferente. En este caso modificaciones en el esfuerzo cortante crítico permiten obtener sedigramas mucho más ajustados como se observa en la **Figura 6.32**. Este fenómeno no pudo ser revisado con mayor nivel de detalle en la presente investigación pero se considera que requiere su investigación en trabajos futuros.

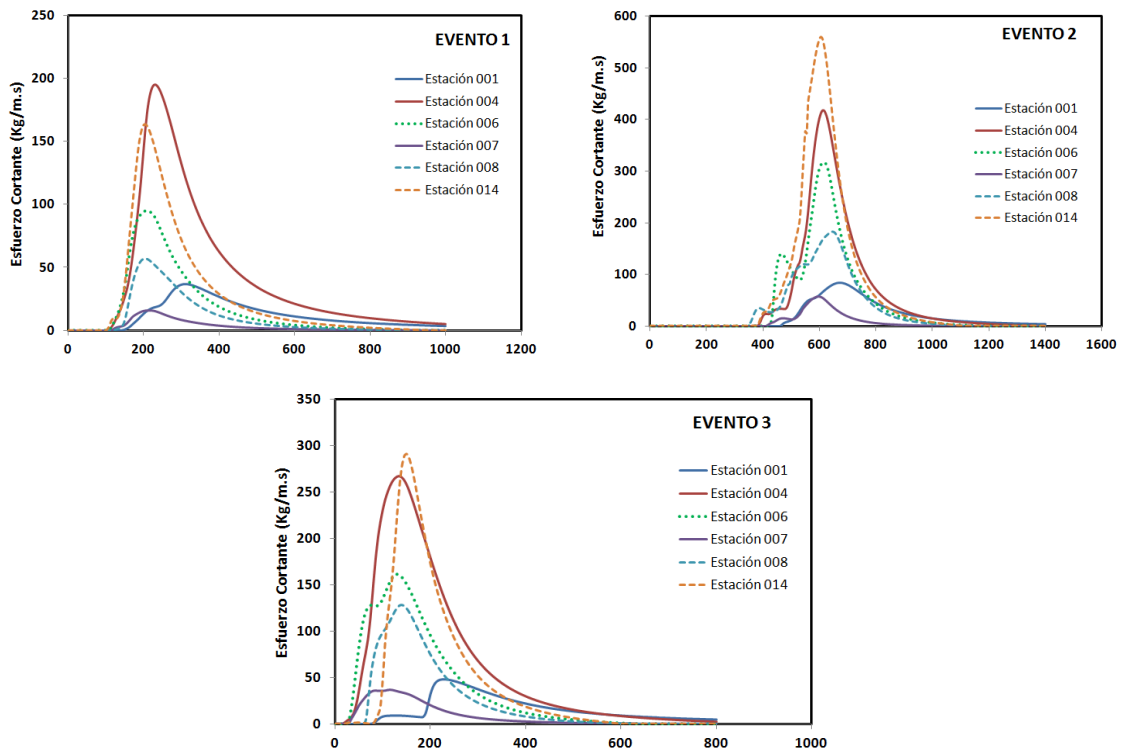


Figura 6.29. Esfuerzos cortantes por subcuena para el evento 2.
 Fuente: Elaboración Propia (2014)

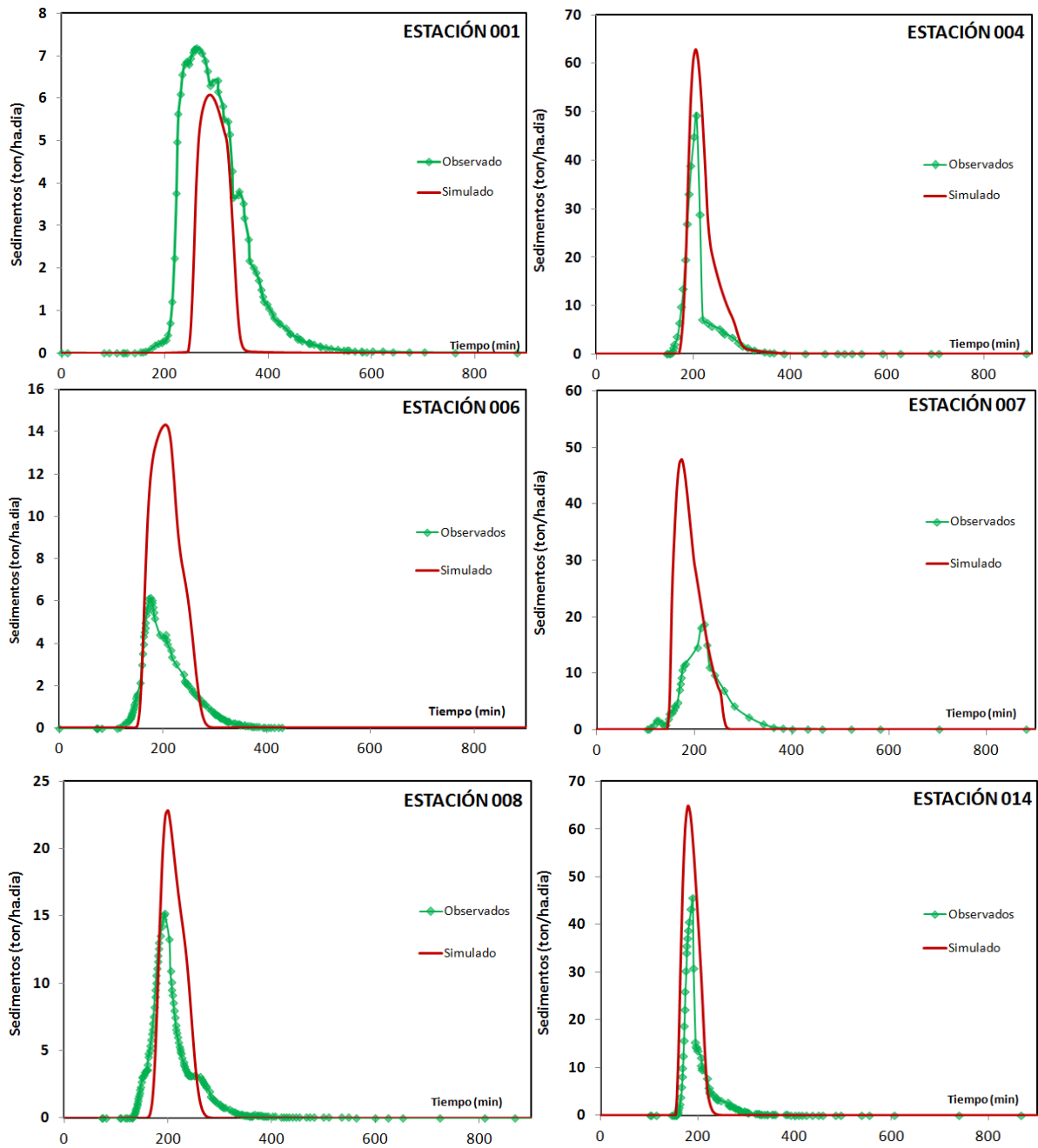


Figura 6.30. Sedigramas observados y simulados para el evento 1.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

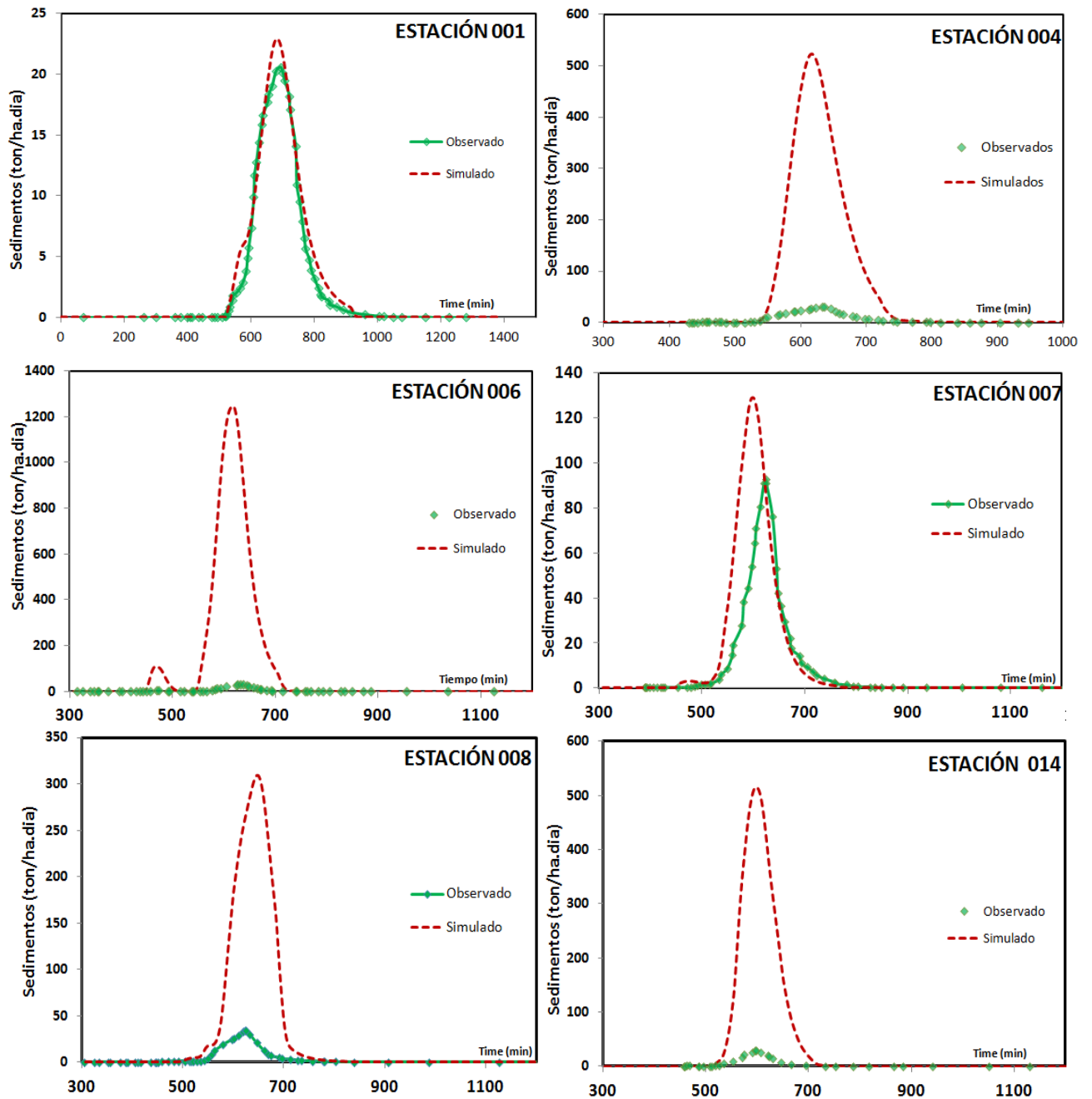


Figura 6.31. Sedigramas observados y simulados para el evento 2 con los parámetros de calibración.
Fuente: Elaboración Propia (2013)

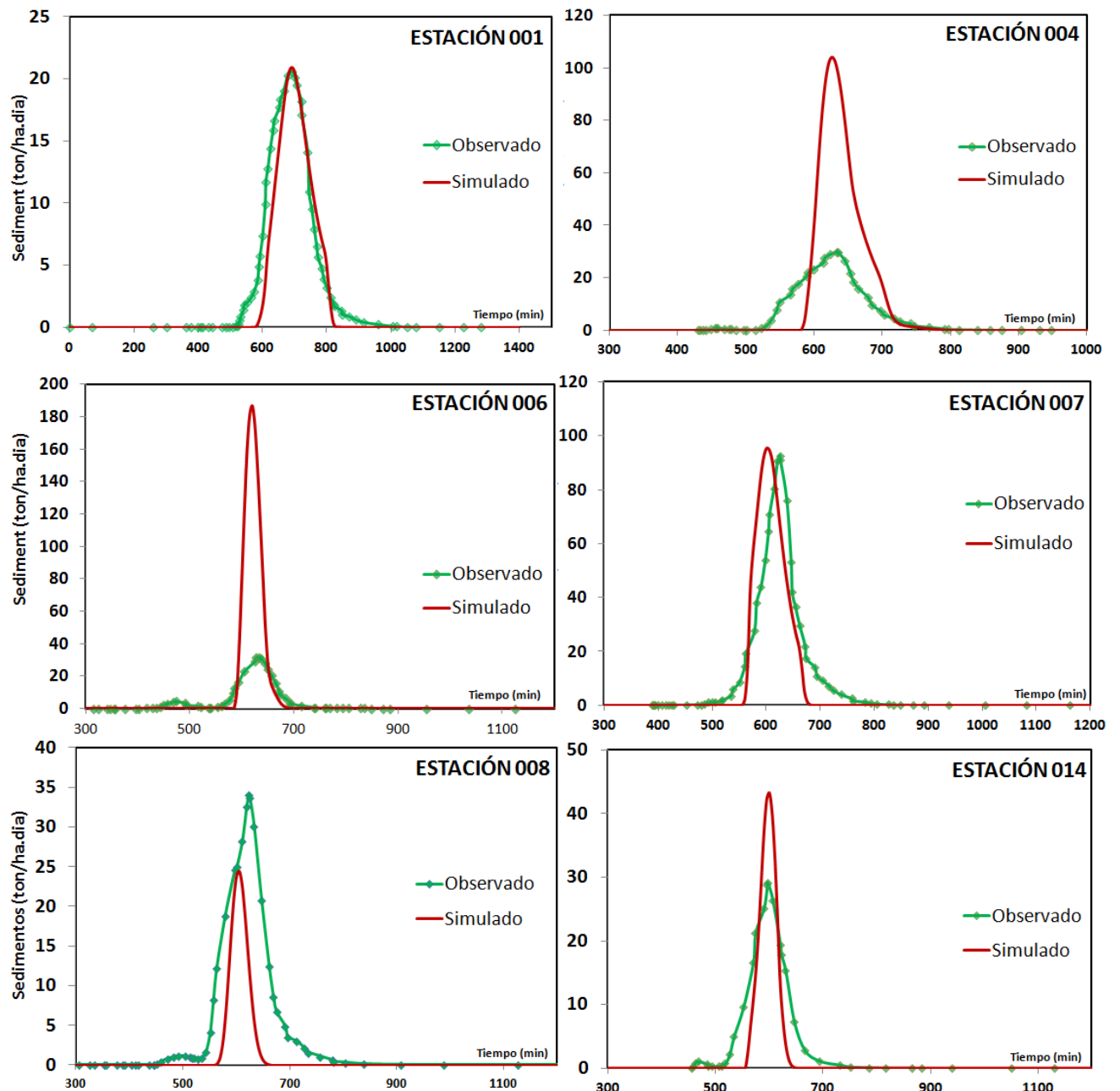


Figura 6.32. Sedigramas observados y simulados para el evento 2 con parámetros DIFERENTES a los de calibración.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

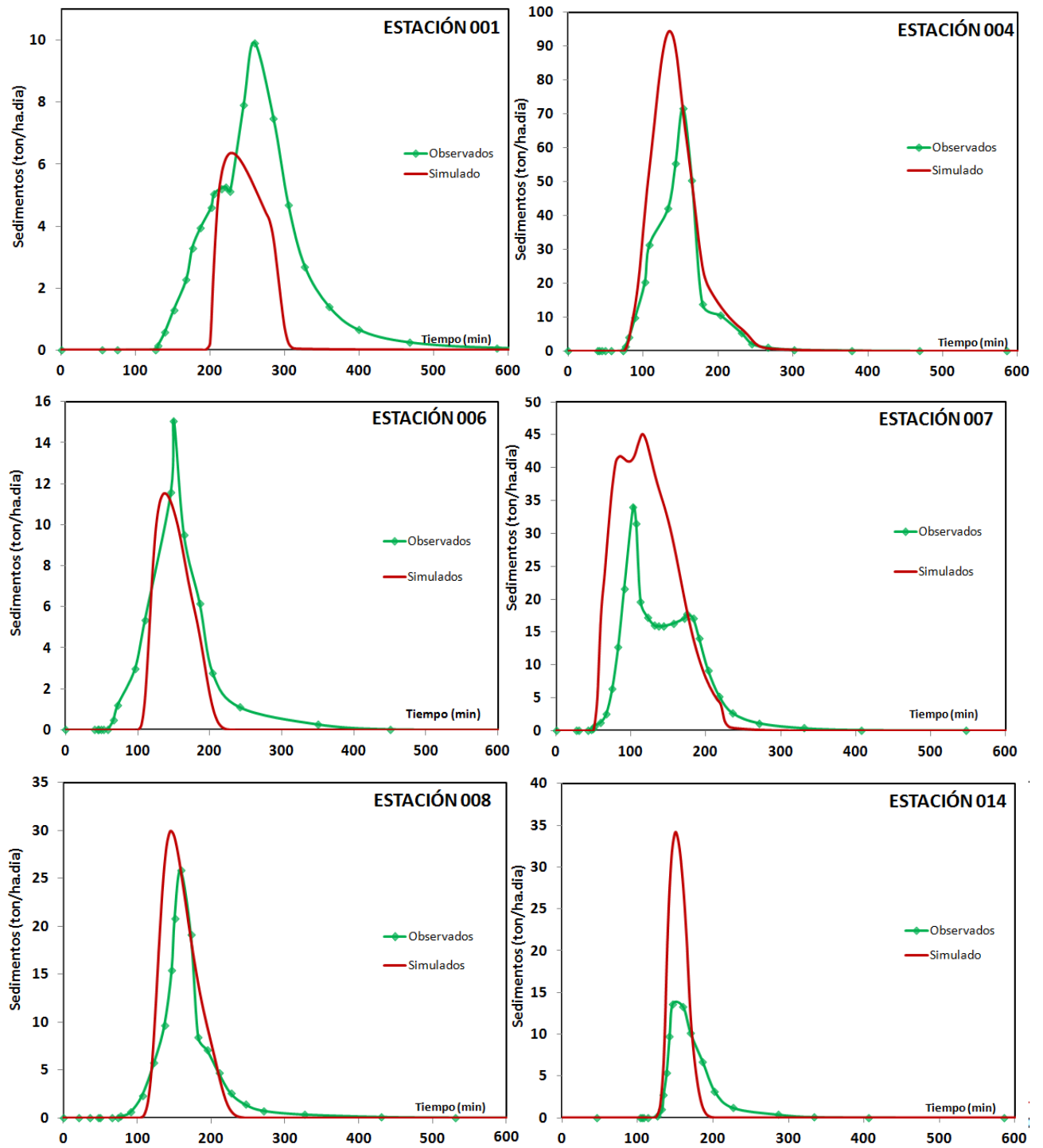


Figura 6.33. Sedigramas observados y simulados para el evento 3.
Fuente: Elaboración Propia (2013)

Por otra parte, los caudales punta son estimados con buena precisión para la estación de salida o la cuenca general como se observa en la **Tabla 6.31**. Así mismo, los tiempos de inicio y finalización del sedigrama y el tiempo en alcanzar el caudal sólido punta son estimados de manera adecuada tanto para la estación de salida como para las estaciones internas.

Tabla 6.31. Caudales sólidos máximos y tiempos al máximo para todos los eventos

Fuente: Elaboración propia(2013)

	MSGC001	MSGC004	MSGC006	MSGC007	MSGC008	MSGC14
EVENTO 1						
Caudal punta observado (ton/ha.día)	7.18	49.30	6.15	18.59	15.18	45.50
Caudal punta simulado (ton/ha.día)	5.40	59.32	12.72	42.49	20.40	64.92
Tiempo al Qsmax observado	262	207	176	221	194	189
Tiempo al Qsmax simulado	280	200	200	190	200	195
EVENTO 2						
Caudal punta observado (ton/ha.día)	20.61	29.91	31.72	92.74	34.04	29.09
Caudal punta simulado (ton/ha.día)	25.41	566.37	1382.64	142.88	185.27	286.29
Tiempo al Qsmax observado	690	635	630	625	625	595
Tiempo al Qsmax simulado	685	620	615	600	650	600
EVENTO 3						
Caudal punta observado (ton/ha.día)	9.92	71.70	15.05	34.03	25.81	13.64
Caudal punta simulado (ton/ha.día)	6.36	94.34	11.48	45.09	29.91	34.24
Tiempo al Qsmax observado	260	155	150	107	173	160
Tiempo al Qsmax simulado	235	135	135	115	145	150

Si se realiza una revisión más detallada de las subcuencas para las cuales las estimaciones son menos precisas (subcuencas 7, 8 y 14), se observa que se logra un mejor ajuste para algunas subcuencas si dichas subcuencas son modeladas de manera independiente, ajustando los parámetros (D_{50}) y/o el esfuerzo crítico utilizados para la calibración inicial. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras siguientes.

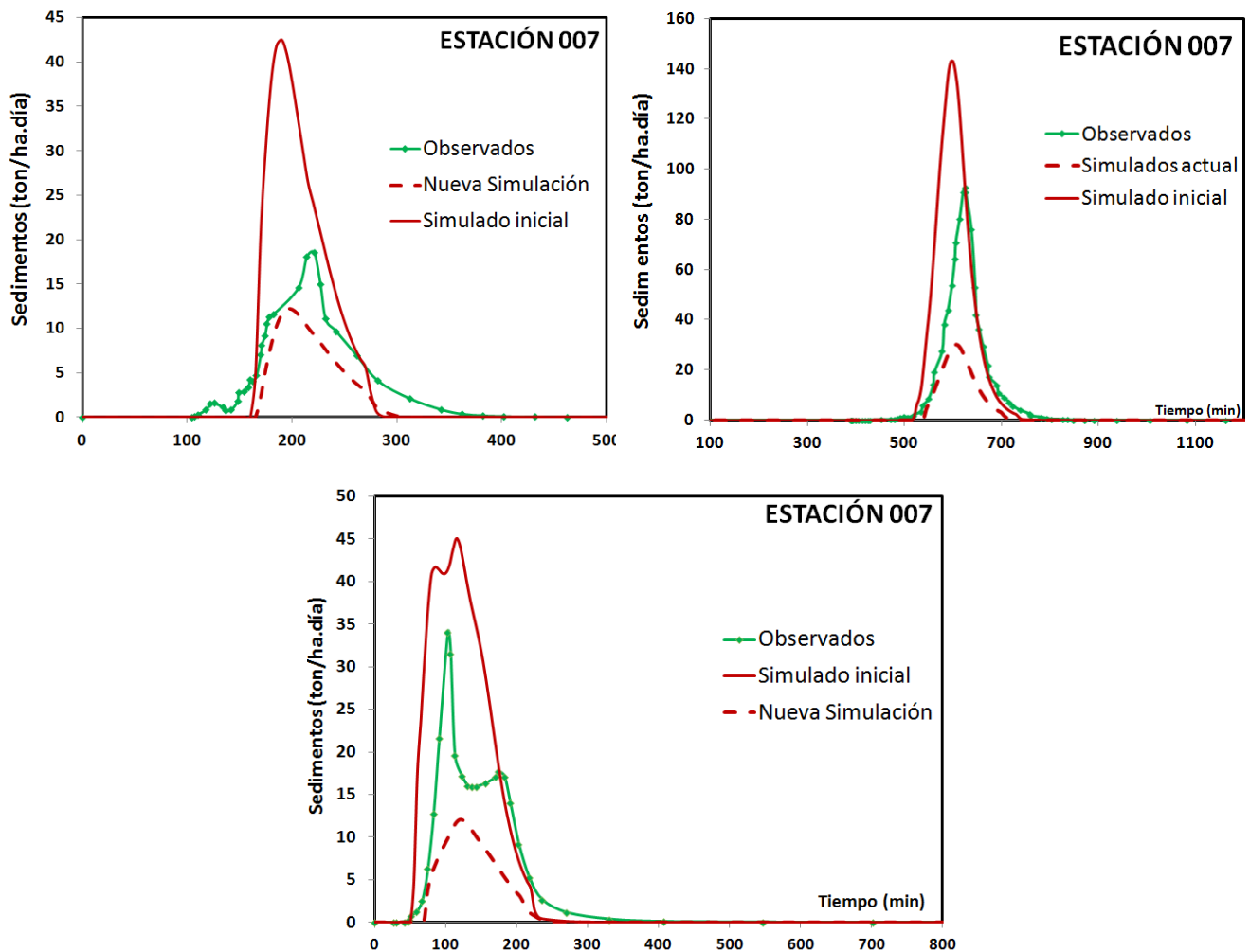


Figura 6.34. Sedigramas simulados con nuevos valores de calibración para la subcuenca 007, eventos 1, 2 y 3 respectivamente.

Fuente: elaboración propia, 2014

Para la subcuenca 7, el evento 1 (calibración), presenta un retardo poco usual que no pudo ser reproducido ni en el modelación general como subcuenca de la cuenca 001 o cuenca general, ni en la modelación individual como cuenca. De modo que se puede simular el caudal líquido que se produce pero no las singularidades del evento de escorrentía. El Caudal Sólido depende de la simulación hidrológica directamente y como se puede observar para el evento 1, se puede mejorar un poco la modelación de los sedimentos generados pero los otros dos eventos son subestimados y de hecho se puede considerar que se obtuvo una mejor modelación al modelar esta subcuenca dentro de la cuenca principal.

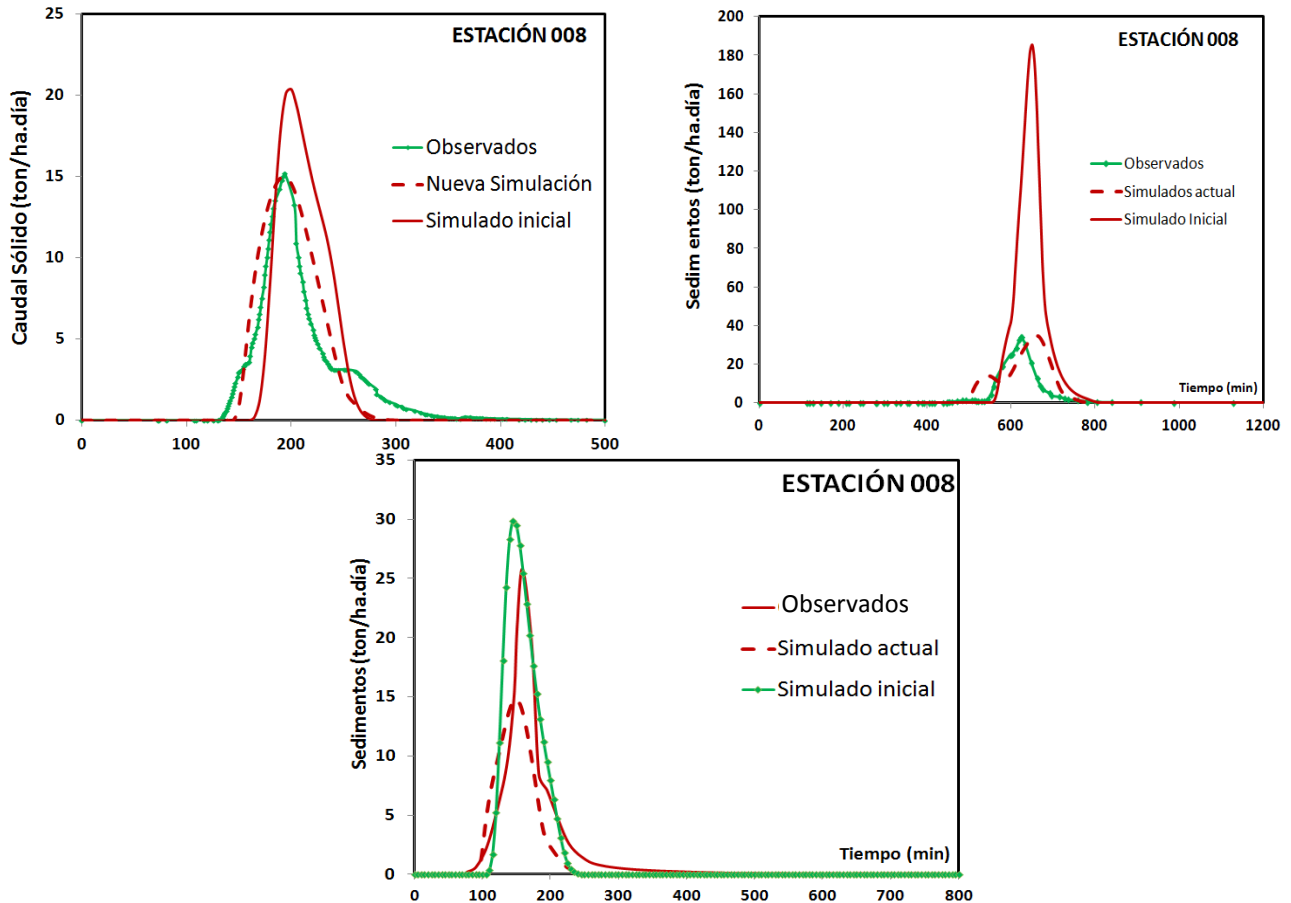


Figura 6.35. Sedigramas simulados con nuevos valores de calibración para la subcuenca 008, eventos 1, 2 y 3 respectivamente.

Fuente: elaboración propia, 2014

En el caso de la subcuenca 008, se logra una mejor simulación tanto de los procesos hidrológicos como de los procesos sedimentológicos. Los eventos 1 y 2 fueron simulados con mucha mayor precisión al cambiar los datos de calibración.

Para el caso de la subcuenca 014, los resultados de la simulación hidrológica no son mejorados considerablemente, pero la modelación sedimentológica mejora levemente para el evento 1, en donde se obtiene un volumen de sedimentos más ajustado a lo observado y además se reproduce mucho mejor el comportamiento del sedigrama (ver **Figura 6.36**). Por su parte los eventos 2 y 3 los subestimados y no se logra un mejor nivel de ajuste.

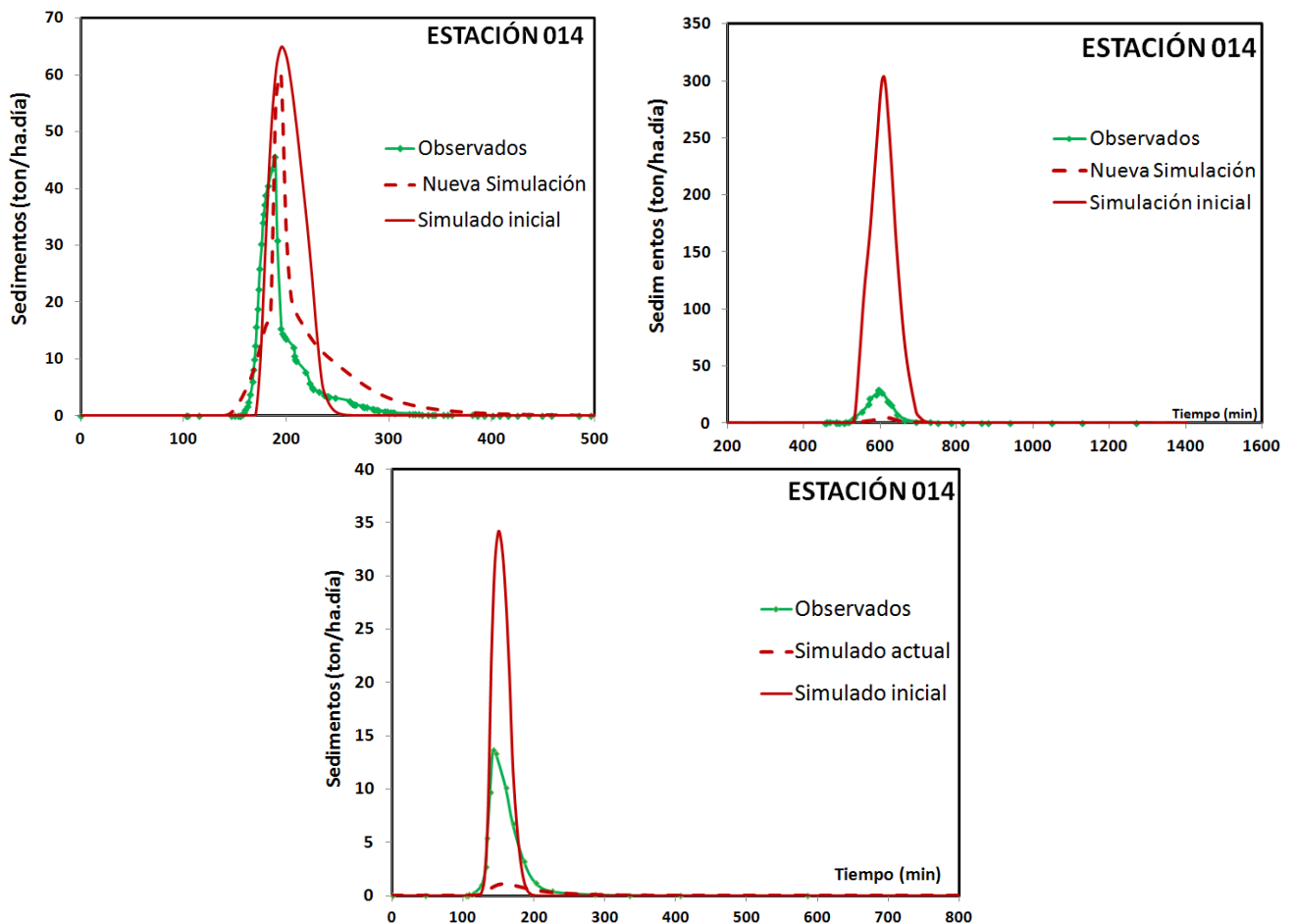


Figura 6.36. Sedígramas simulados con nuevos valores de calibración para la subcuenca 014, eventos 1, 2 y 3 respectivamente.

Fuente: Elaboración propia

Este ejercicio, demuestra que el modelo logra unos niveles de ajuste razonable tanto en la salida de una cuenca como en localizaciones internas de la cuenca.

En conclusión, aunque el modelo propuesto no fue diseñado para ser utilizado en cuencas no urbanas de gran extensión, en este ejemplo el modelo reproduce con gran precisión la escorrentía de la cuenca general, así como en estaciones localizadas internamente. Los indicadores de ajuste utilizados (se verificaron los factores de correlación) muestran niveles de ajuste excelentes para las simulaciones de caudal y razonablemente buenos para las simulaciones de producción de sedimentos.

Con la aplicación del modelo se puede realizar una modelación no permanente de manera bastante ajustada, permitiendo obtener con un nivel de precisión bueno los tiempos en que se inician y finalizan los procesos de escorrentía superficial, o de producción de

sedimentos, así como los tiempos en que se obtienen los caudales punta. Estos resultados son especialmente útiles para realizar predicciones en cuencas urbanas.

El modelo permite la utilización de parámetros reales con poco o nada de calibración. Los resultados de la simulación de escorrentía superficial son más ajustados en la medida en que se cuenta con valores de conductividad hidráulica confiables ya que es el parámetro más influyente en la definición de la infiltración y por tanto en la escorrentía superficial. Por otra parte, el contenido de humedad inicial define considerablemente el inicio del hidrograma y el caudal punta, y aunque puede ser calibrado, es un parámetro que a diferencia de otros puede variar considerablemente entre eventos, de modo que a menos que se tengan valores confiables será difícil calibrar correctamente dicho parámetro.

A diferencia de la simulación de la escorrentía, los sedigramas son simulados con un nivel de ajuste aceptable, ya que en cuencas con mayores pendientes el modelo tiende a sobreestimar la producción de sedimentos, debido principalmente a los mayores esfuerzos cortantes producidos. Aun así el modelo, en términos promedio estima con bastante precisión la producción de sedimentos de una cuenca, y permite visualizarla por zonas de producción o sedimentación como se mostrará más adelante.

6.2.2.3.2 Comparación de los resultados con otros modelos

La cuenca experimental Goodwin Creek ha sido utilizada en varias ocasiones para validar otros modelos. Específicamente, se tiene conocimiento de los trabajos de tesis de Rojas (2002), y Montoya (2008), quienes validaron los modelos sedimentológicos de los modelos Casc2d-Sed y Tetis respectivamente. A continuación se presenta una comparación de dichos trabajos con los resultados obtenidos con el modelo propuesto (ver **Figura 6.37** a **Figura 6.42**).

Hidrogramas

El modelo Casc2d-Sed presenta un alto nivel de ajuste de los hidrogramas a la salida de la cuenca, pero subestima casi todos los hidrogramas en las estaciones internas. En general estima bastante bien el tiempo para alcanzar el caudal punta, pero no el caudal punta. Se observa también que los tiempos de inicio y de fin de los hidrogramas son anteriores y posteriores, respectivamente, al hidrograma observado.

El modelo Tetis (2008), por su parte también presenta niveles elevados de ajuste para los hidrogramas simulados (especialmente para la estación de salida). Se observa una simulación más cercana a los hidrogramas observados, por cuanto no sólo logra capturar los volúmenes de escorrentía sino también los caudales punta, aunque subestima ligeramente la mayoría de los hidrogramas para el evento 1, mientras que los eventos 2 y 3 son notablemente subestimados. En la mayoría de las subcuencas, los tiempos de inicio y finalización del evento de escorrentía es correctamente estimado, así como el tiempo para alcanzar el caudal punta, aunque el hidrograma tiende a iniciar mucho antes del inicio del hidrograma real en algunas subcuencas (6, 8 y 14). Por otra parte, también se evidencia que para el segundo evento el flujo inicial o de lavado es muy sobreestimado en las subcuencas donde este se produce.

Con respecto a ambos programas, el modelo propuesto mejora la modelación de los hidrogramas, especialmente en los mejores ajustes que presenta en los tiempos de los hidrogramas (tiempos de inicio mucho más ajustados a los reales, así como los tiempos de finalización y de llegada al caudal punta) y en los caudales punta. Adicionalmente, los volúmenes de escorrentía presentan niveles de ajuste muy elevados, y similares a los obtenidos con el modelo Casc2d-Sed-.

Sedigramas

Casc2d-Sed estima con alto nivel de ajuste los sedigramas para la salida de la cuenca, y para las subcuencas internas 4 y 8, mientras que sobreestima considerablemente la producción de sedimentos de las subcuencas 6 y 14 para los eventos 1 y 2. El evento 3 por otra parte presenta resultados menos ajustados y algo erráticos, ajustándose a los volúmenes pero no a los caudales punta que se observan con picos difíciles de simular. Los tiempos de inicio y finalización de los sedigramas así como los tiempos al pico son estimados con cierta precisión, a excepción de las estaciones localizadas en las subcuencas denominadas 6, 8 y 14, donde en general el sedigrama simulado tiende a tener mayor duración que la real.

El programa Tetis (2008) tiende a subestimar los resultados para todos los eventos y todas las subcuencas. Sin embargo, el tiempo de inicio y finalización del sedigrama se ajusta al sedigrama observado para la estación final así como para la mayoría de las estaciones localizadas internamente, mucho mejor que en el caso del modelo Casc2d-Sed.

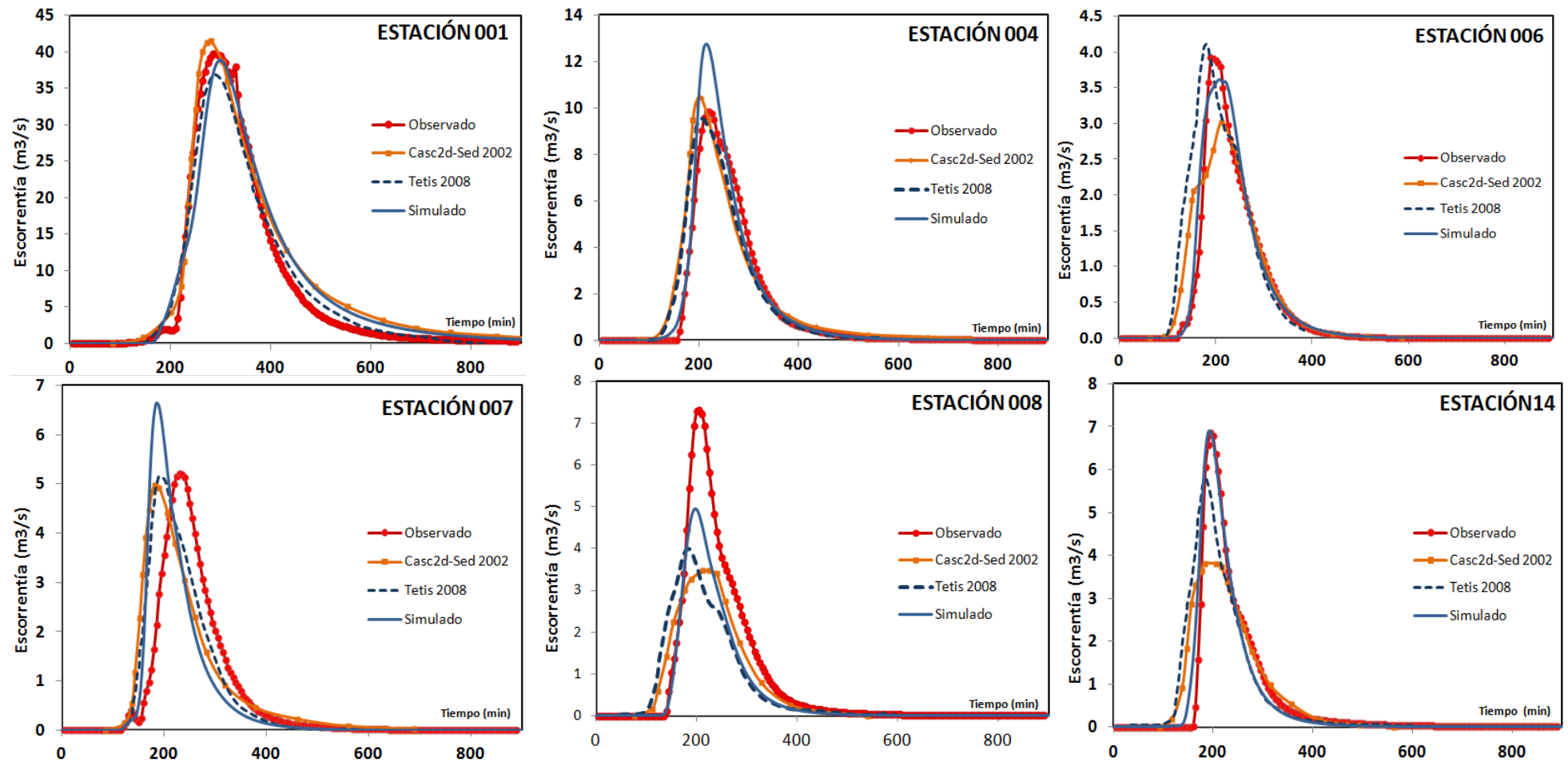


Figura 6.37. Comparación hidrogramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 1.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

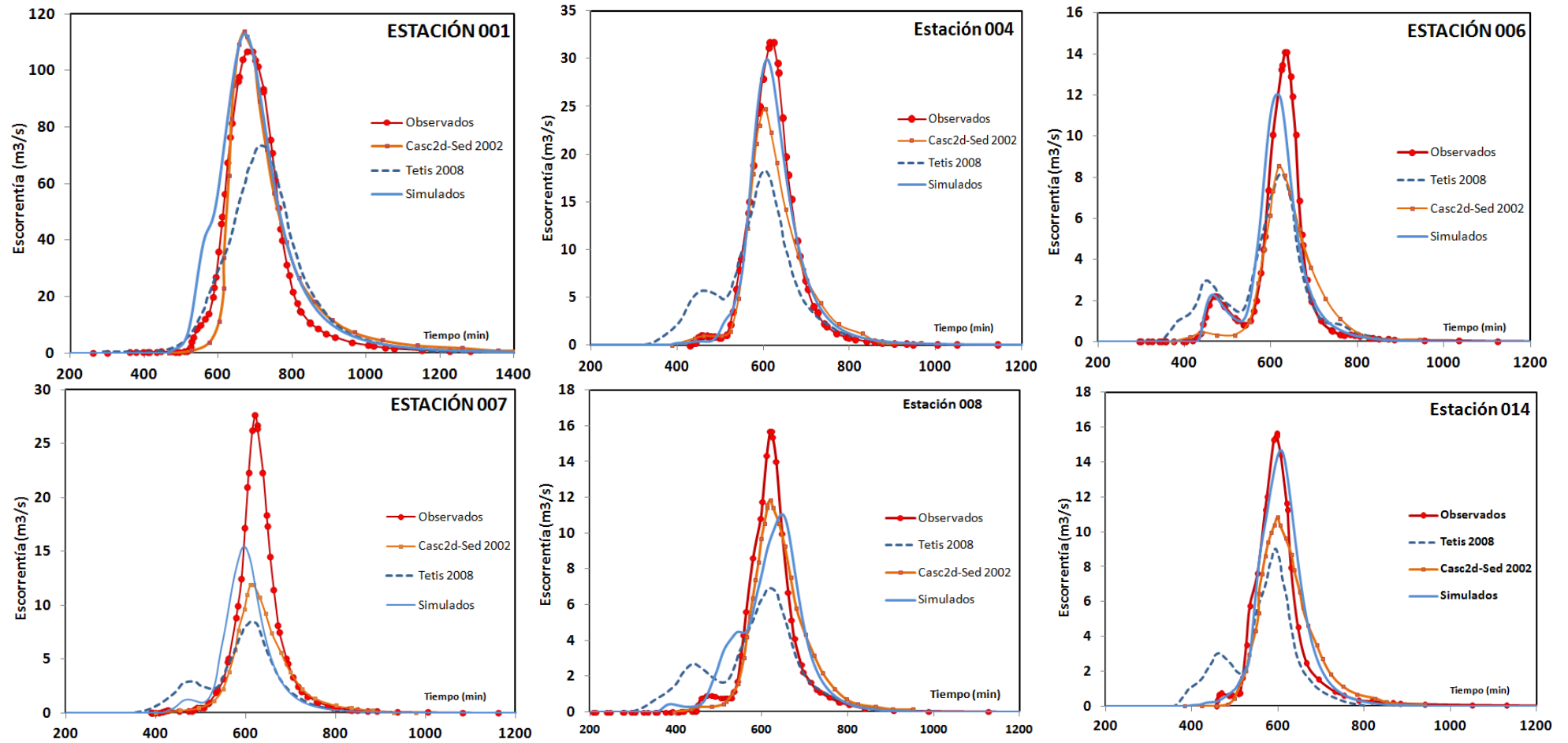


Figura 6.38. Comparación hidrogramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 2.
Fuente: Elaboración Propia (2014)

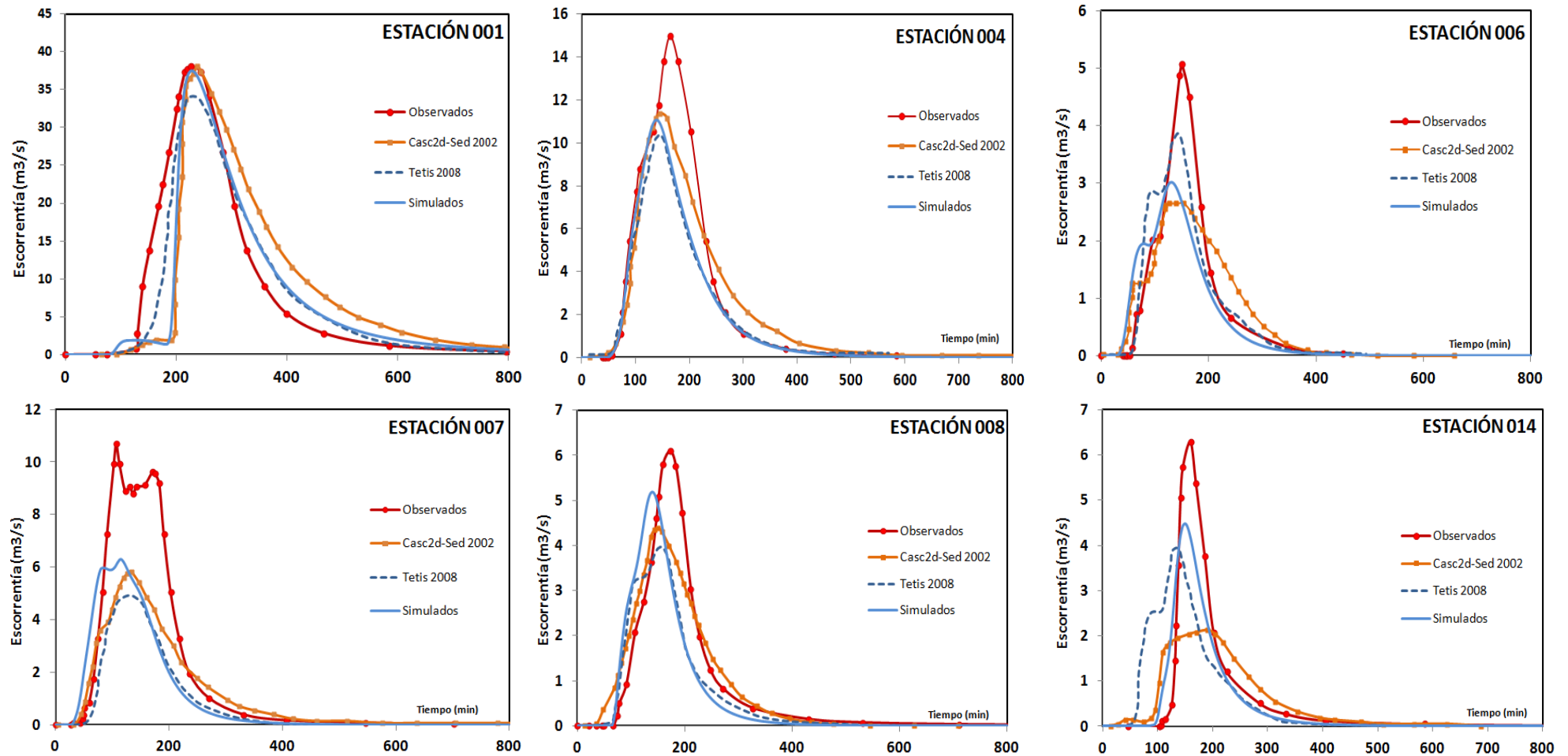


Figura 6.39. Comparación hidrogramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 3.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

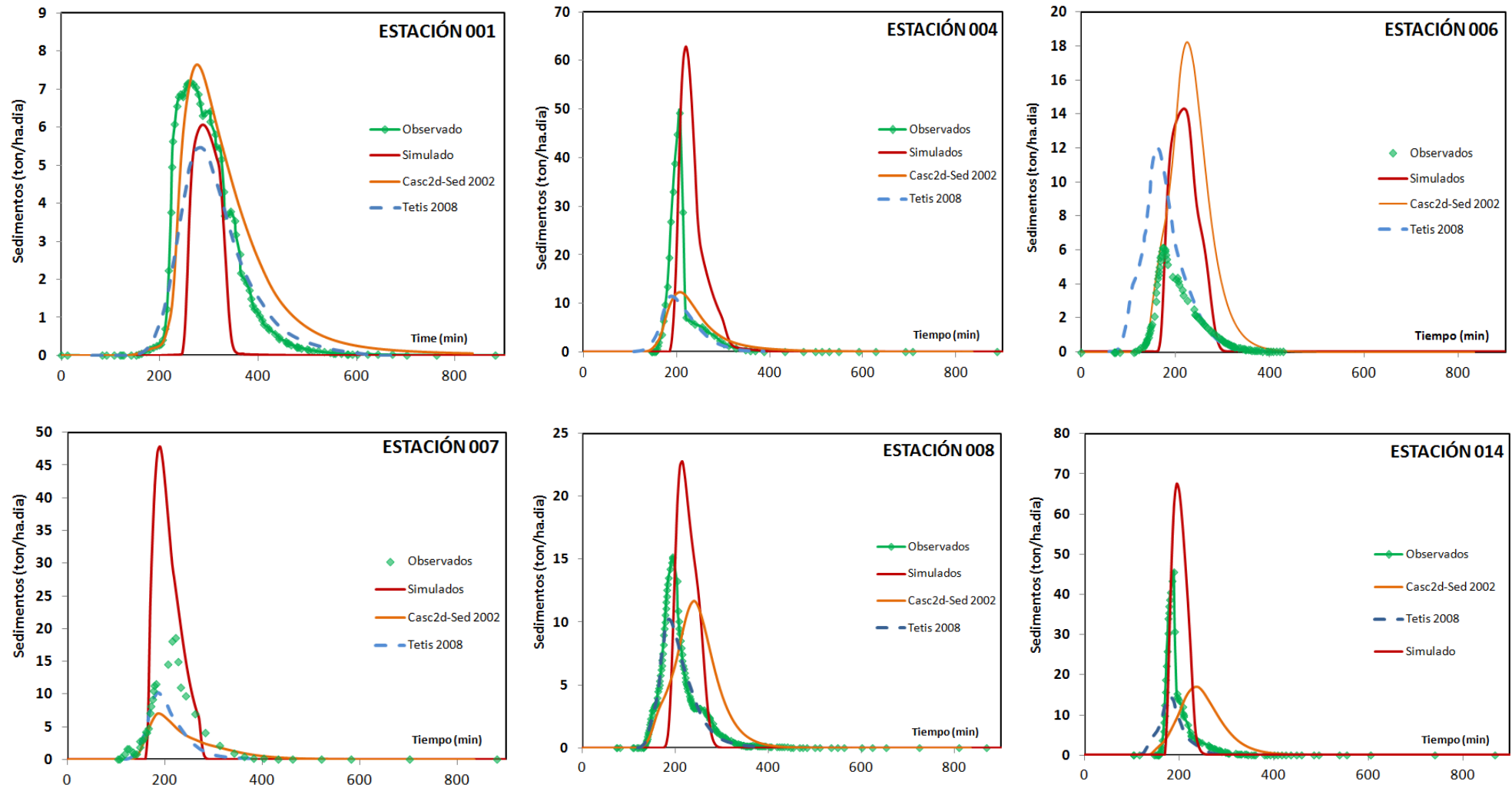


Figura 6.40. Comparación sedigramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 1.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

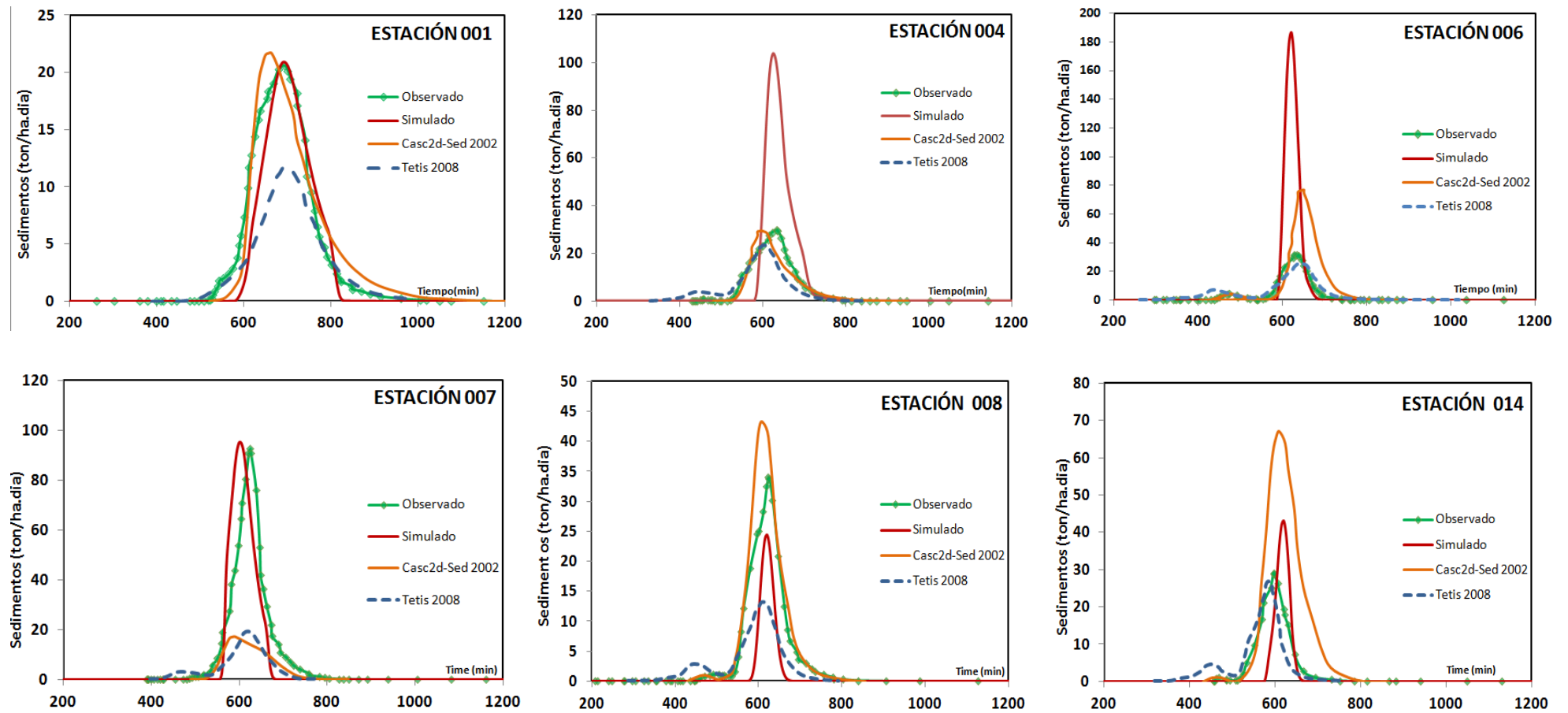


Figura 6.41. Comparación sedigramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 2.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

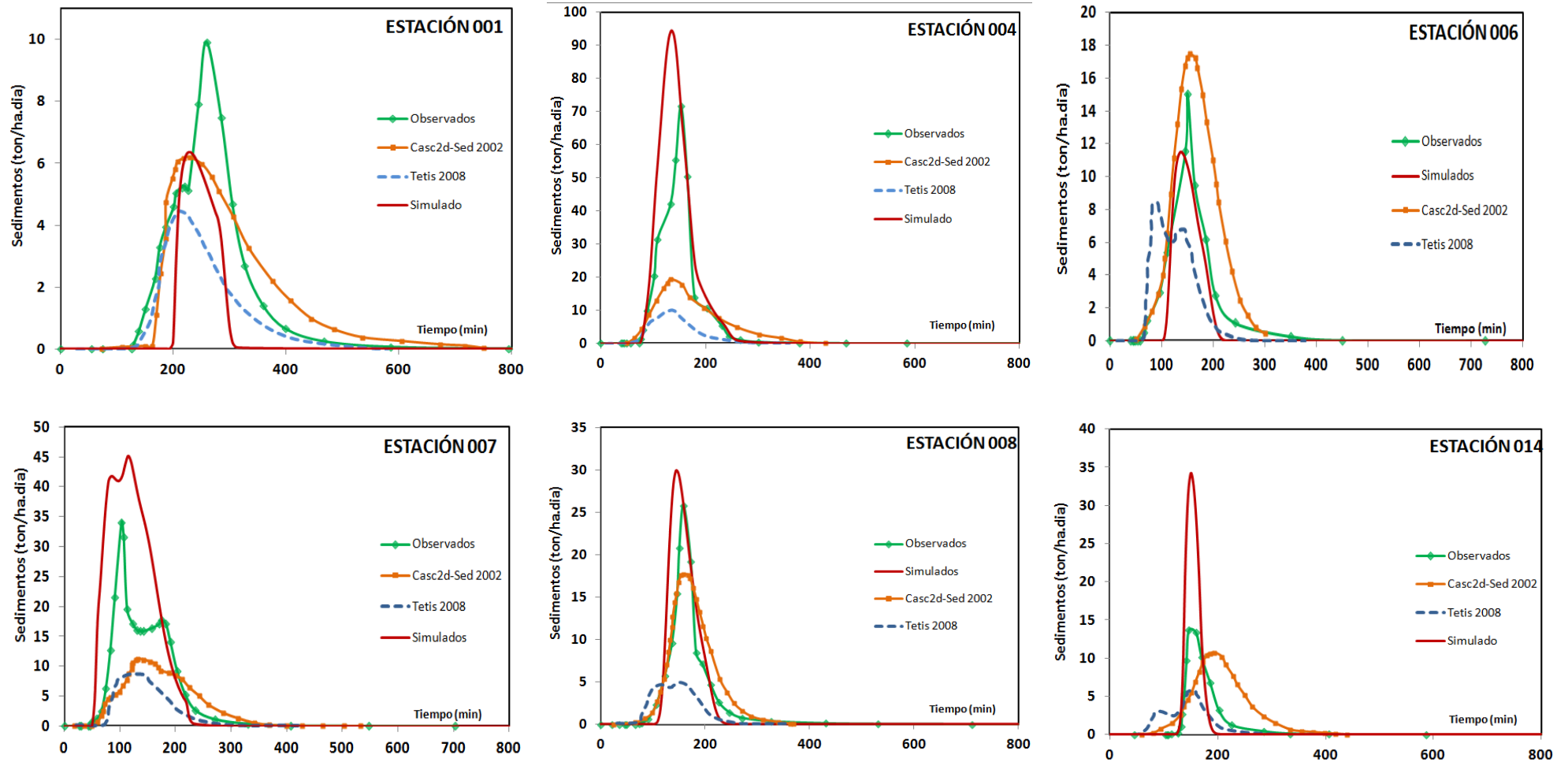


Figura 6.42. Comparación sedigramas obtenidos por diferentes modelos para el evento 3.
Fuente: Elaboración Propia (2014)

6.2.2.3.3 Distribución espacial de los resultados

Distribución de los caudales máximos en la cuenca.

Los caudales máximos para cada uno de los tres eventos se muestran en la **Figura 6.43**. De las gráficas se confirma que los caudales máximos se distribuyen de manera incremental a medida que se aumenta el área aferente. En el evento 2 los caudales punta son muy altos de modo que el flujo se concentra en los drenajes principales, mientras que en los eventos 1 y 3, los caudales punta se presentan de manera más distribuida en el área de la cuenca.

Distribución de los calados máximos en la cuenca.

Los calados máximos (ver **Figura 6.44**) se presentan casi en las mismas áreas en que se presentan los caudales máximos, debido a que las geometrías de los canales se definen de acuerdo a las teorías de geometría hidráulica de Leopold de manera creciente con las áreas contributivas. Así los calados máximos son homogéneos en la mayor parte del drenaje principal, con algunos puntos donde se producen picos de calado los que coinciden con zonas de confluencia de redes.

Distribución de los caudales sólidos máximos en la cuenca.

El transporte sólido se produce principalmente en los canales donde la Capacidad de Transporte permite dicho flujo (ver **Figura 6.45**). En el evento 1 el transporte de sedimentos se realiza de manera muy poco homogénea, con caudales punta muy altos en zonas específicas de la red de drenaje. En el evento 2 los caudales sólidos punta están homogéneamente distribuidos en los canales, aunque se presentan puntos de mayor concentración de dicho flujo. Estos son las subcuencas 8 y 14. En el evento 3 se observa que se producen caudales sólidos punta muy altos especialmente en las zonas de confluencia de drenajes.

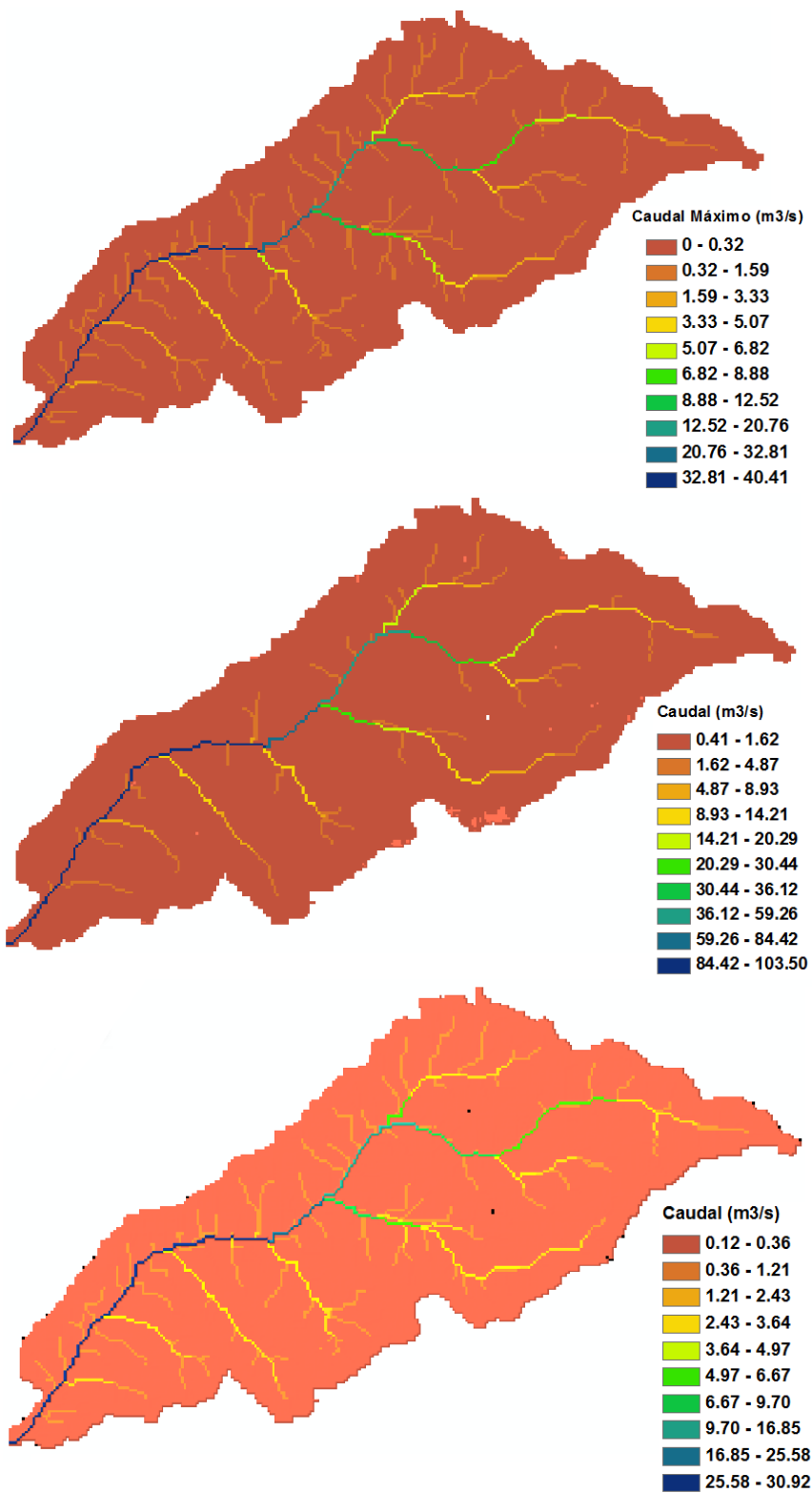


Figura 6.43. Distribución de caudales máximos en el área de la cuenca para el evento 1, 2 y 3 de arriba a abajo.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

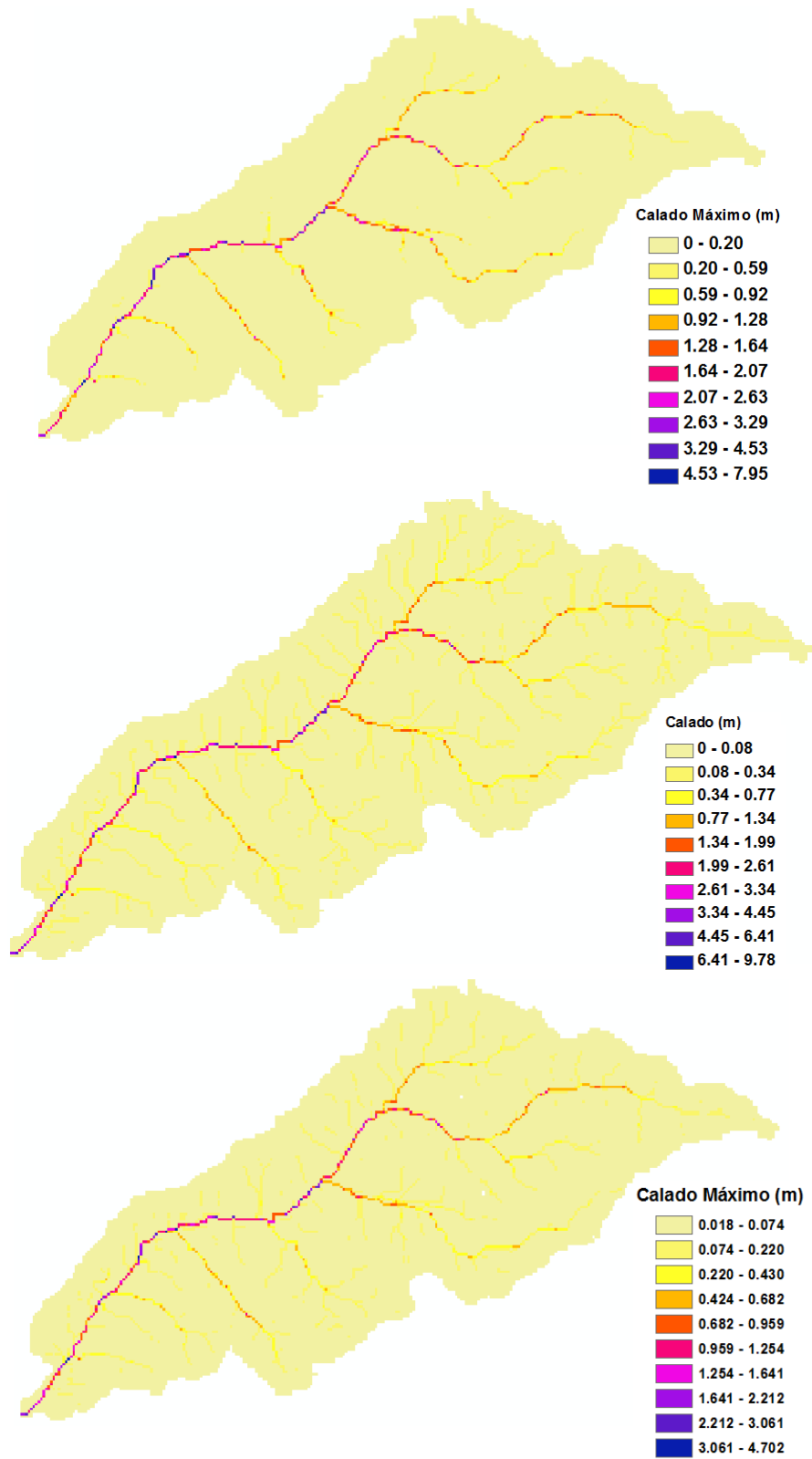


Figura 6.44. Distribución de calados máximos en el área de la cuenca para el evento 1,2 y 3 respectivamente.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

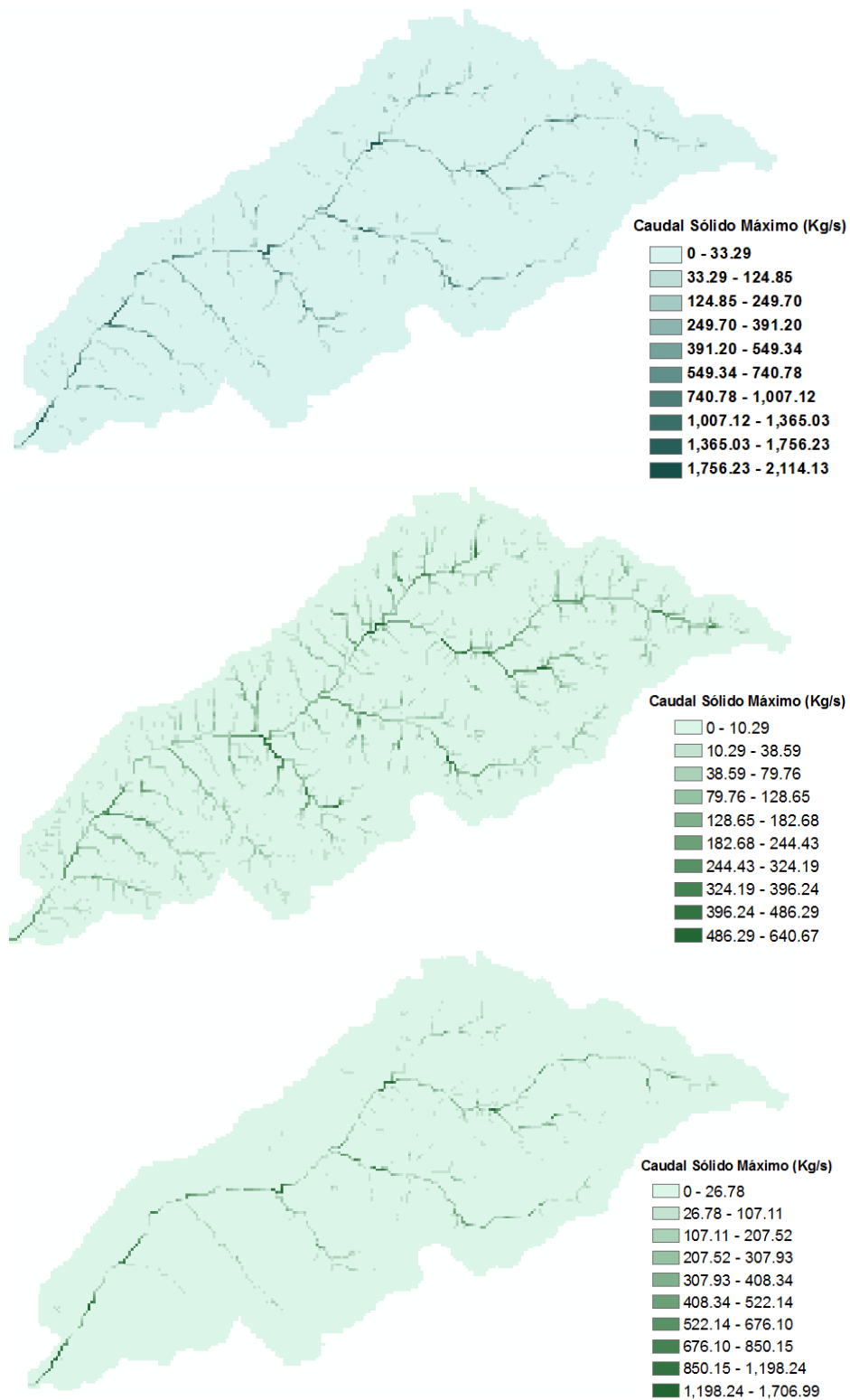


Figura 6.45. Distribución de caudales sólidos máximos en el área de la cuenca para el evento 1, 2 y 3 respectivamente.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

Por otra parte, los resultados de erosión y sedimentación pueden ser visualizados en cada instante de tiempo. En la **Figura 6.46** se observa la distribución de la erosión y sedimentación en la cuenca para el minuto 1000, mientras que en la **Figura 6.47** se observa la variación para diferentes instantes de tiempo.

En estas figuras se puede observar que cuando se inicia el movimiento (aproximadamente en el minuto 200), no se produce erosión ya que no se supera el esfuerzo cortante crítico. Luego en el minuto 250 cerca de producirse el máximo caudal líquido y sólido, se observa que sólo ocurre erosión la cual se produce en toda la cuenca, con valores muy bajos en los elementos planos y valores muy altos en los canales. En dicha figura se observa claramente que el proceso erosivo en los canales se inicia en las subcuencas de la parte alta (subcuencas 6 y 8).

Posteriormente en el minuto 350, cuando ya se ha superado el caudal punta, se observa que los procesos erosivos alcanzan valores muy altos (los mayores de los graficados), aunque también se observa que la capacidad de transporte del flujo se ha superado ya que se inician los procesos de sedimentación.

En el minuto 500, cuando el evento de escorrentía está por acabar se reduce considerablemente la erosión aunque se sigue presentando en pequeñas cantidades en las partes altas y de manera compensatoria se presenta sedimentación sobre todo en los canales de la parte baja de la cuenca.

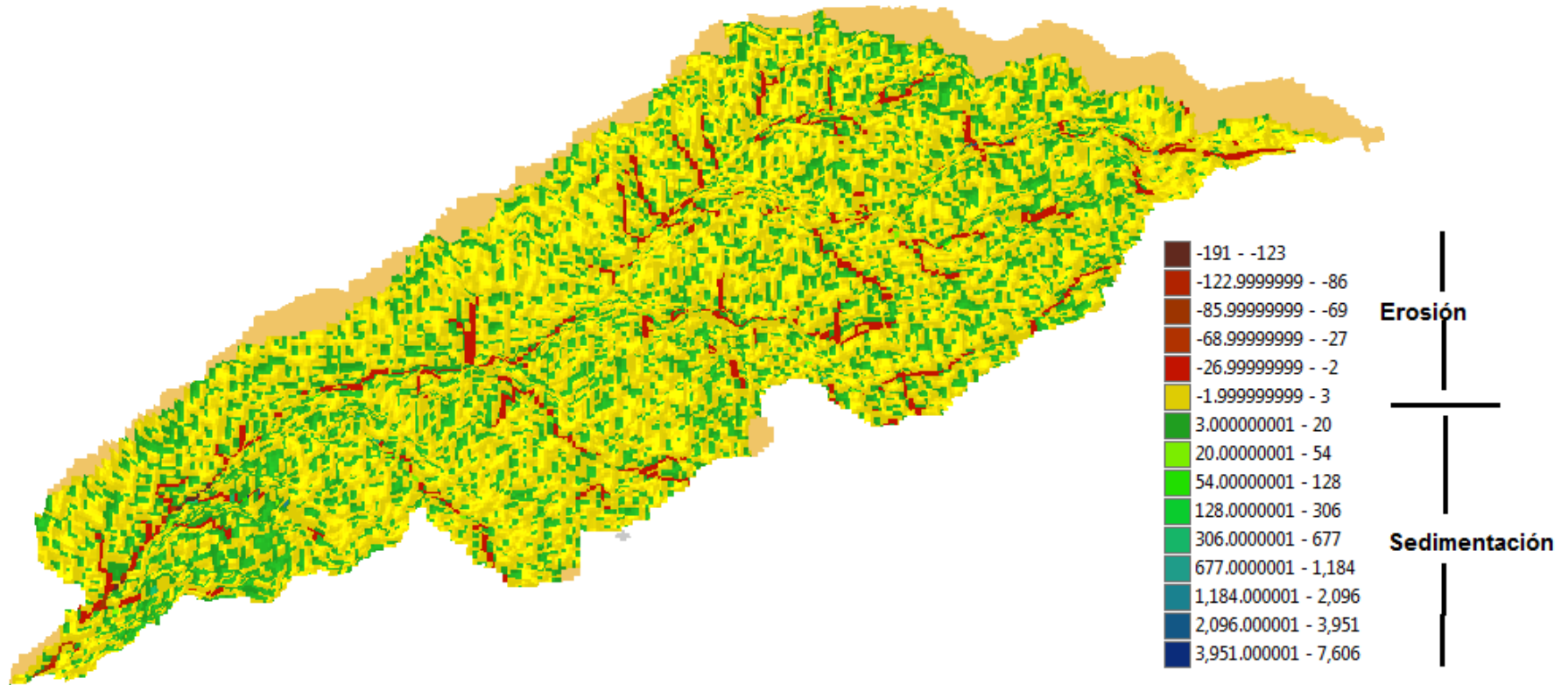


Figura 6.46. Visualización en 3D de la producción de erosión y sedimentación en la cuenca en Kg.
Fuente: Elaboración Propia (2014)

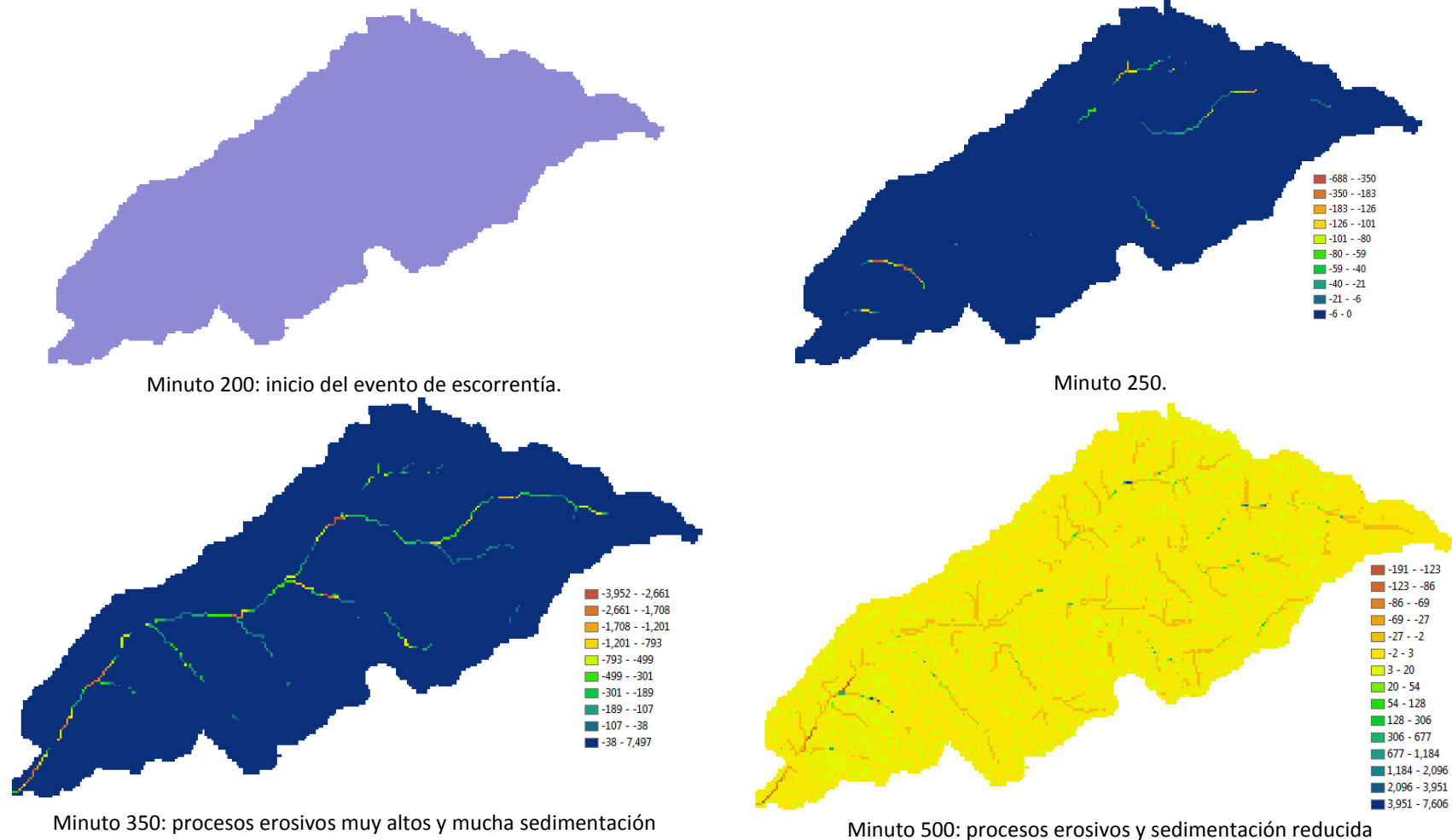


Figura 6.47. Evolución de los procesos de erosión y sedimentación.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

6.2.2.3.4 Análisis de sensibilidad de los resultados

Para lograr los resultados mostrados se realizaron análisis de sensibilidad con los principales parámetros de cada modelo. En el caso de erosión los parámetros que se tuvieron en cuenta fueron los siguientes: coeficiente de erosionabilidad por impacto, coeficiente de erosionabilidad por flujo y esfuerzo crítico de inicio del movimiento. La erosión por impacto es muy poco representativa de la producción de erosión ya que teniendo en cuenta que la mayor parte de erosión se produce por el esfuerzo cortante, la mayor cantidad de sedimentos es producida por el flujo y por tanto este parámetro no se tuvo en cuenta para el proceso de calibración ya que el modelo es muy poco sensible a modificaciones en él.

Por otra parte, el coeficiente de erosionabilidad por flujo depende del tipo de suelo y contrario al coeficiente de erosionabilidad por el impacto de las gotas de lluvia, cambios pequeños en este parámetro generan cambios de consideración en la producción de sedimentos. Considerando que se habían hecho mediciones y en los trabajos realizados por Johnson et al., (2000), se determinaron los coeficientes de erosionabilidad del suelo así como otros parámetros, en el proceso de calibración se mantiene la proporción inicialmente establecida por los autores, utilizando el factor multiplicador para dicho coeficiente.

Se realizaron unas 10 simulaciones para cada evento, variando dichos coeficientes para poder establecer la sensibilidad del modelo a dicho parámetro, de las cuales en la **Figura 6.48** se muestran los resultados para el evento 1 (evento de calibración).

De dicho ejercicio se pudo concluir que modificaciones moderadas en el coeficiente de erosionabilidad producen modificaciones pronunciadas en la erosión generada. La subcuena 1 (salida general), 7 y 6 son muy poco sensibles al esfuerzo crítico o al coeficiente de erosionabilidad utilizados (esto se comprueba en dicha figura porque varias curvas están superpuestas), mientras que las subcuencas 4, 8 y 14 son muy sensibles a cualquier cambio en estos parámetros.

Por último se analizó el comportamiento del modelo ante variaciones en el esfuerzo crítico o esfuerzo necesario para iniciar el movimiento de las partículas sólidas, es decir el proceso erosivo (ver **Figura 6.49**). Inicialmente se utilizó el concepto de esfuerzo crítico de Shields que se estima según el tipo de material a moviliza; sin embargo los valores de esfuerzo crítico obtenidos con dicha relación son demasiado elevados produciéndose valores de erosión

muy bajos. Esto ya ha sido advertido por varios autores y por tanto se han desarrollado trabajos específicos para mejorar la definición del esfuerzo crítico (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007). En este caso se optó por ajustar el valor de acuerdo a los valores observados. Se realizaron varias simulaciones (aproximadamente 5 para cada evento).

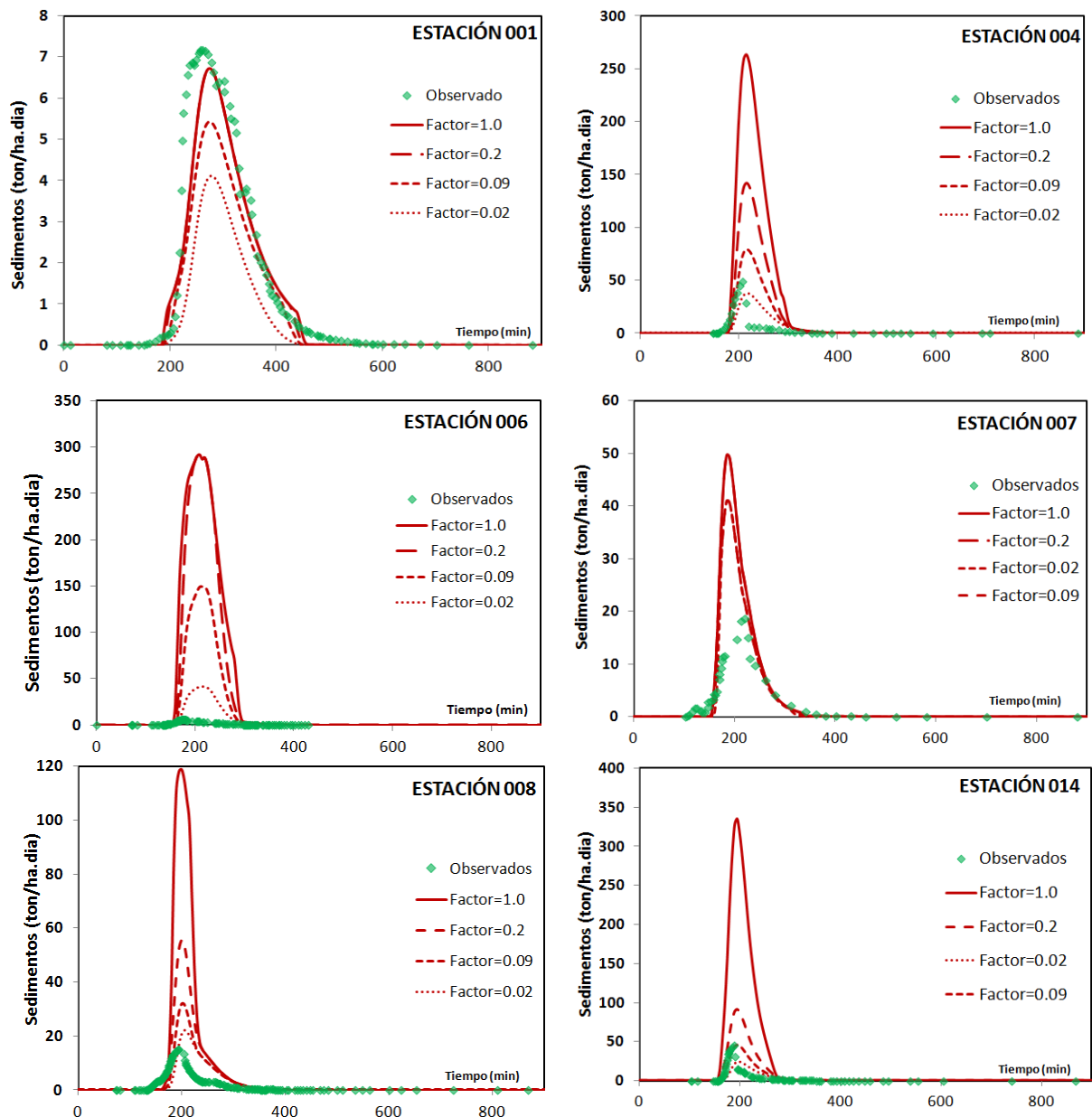


Figura 6.48. Variación de los sedigramas para diferentes valores de los Coeficientes de Erosionabilidad por Flujo, para el evento 1.

Fuente: Elaboración Propia (2014)

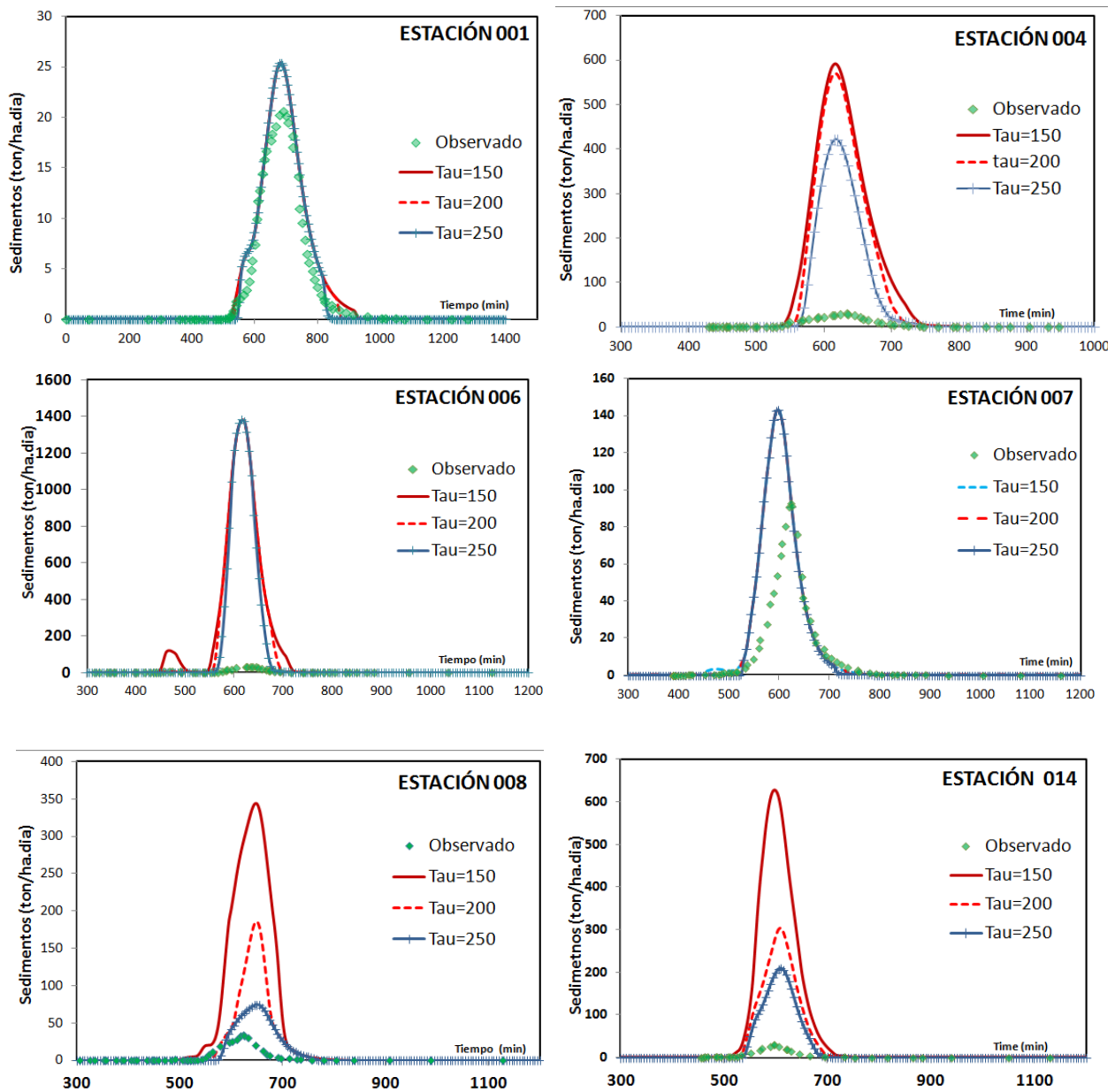


Figura 6.49. Variación de los sedigramas para diferentes valores de esfuerzo crítico para el evento 2
Fuente: Elaboración Propia (2014)

A partir del ejercicio de calibración se puede concluir que a menor esfuerzo crítico mayor erosión producida, lo cual es consistente con el modelo empleado, pero se requieren modificaciones muy bruscas del esfuerzo crítico para generar modificaciones pronunciadas en la erosión y por tanto en el caudal sólido. Se concluye que el esfuerzo crítico permite reducir el volumen reducido, pero esfuerzos críticos muy altos modifican la forma del sedigrama, reduciendo considerablemente el tiempo de duración del evento.

Igual que para el coeficiente de erosionabilidad, las subcuencas 1 (salida general), 7 son muy poco sensibles a variaciones en el esfuerzo crítico, mientras que las subcuencas 4, 8 y 14 son muy sensibles a cualquier cambio en este parámetro.

En términos generales se concluye que el ejercicio de calibración consiste en un ejercicio complejo donde se logre un compromiso de ambos parámetros.

6.2.2.3.5 Análisis de los modelos de Capacidad de Transporte

Los resultados son sensibles al modelo utilizado para determinar la Capacidad de Transporte, ya que cada modelo arroja resultados diferentes según el tipo de material de la cuenca y las características hidráulicas del flujo, como se muestra en el Capítulo 4 pág. 88. Por tal razón el modelo permite realizar las simulaciones por dos modelos diferentes (Engelund Hansen y Yang).

En este caso, se realizaron modelaciones con los modelos Engelund-Hansen y Yang los cuales se muestran en la **Figura 6.50** para el evento 2.

En términos generales el modelo se ajusta a la teoría, como se observa en la **Figura 6.51**, que ya fue explicada en el capítulo 4.3.1.3., de manera que el modelo de Yang en general tiende a subestimar los valores obtenidos para las arenas más gruesas. Sin embargo, es importante anotar que en el método de Engelund - Hansen la pendiente tiene un papel importante en la producción de sedimentos y por tanto en aquellas subcuencas (6 y 14) con mayor pendiente, el modelo tiende a simular una mayor cantidad de sedimentos. En estas subcuencas el modelo siempre sobreestima la producción de sedimentos como se observa en los resultados enunciados en el ítem 6.2.2.3.1. Hidrogramas y Sedigramas obtenidos.

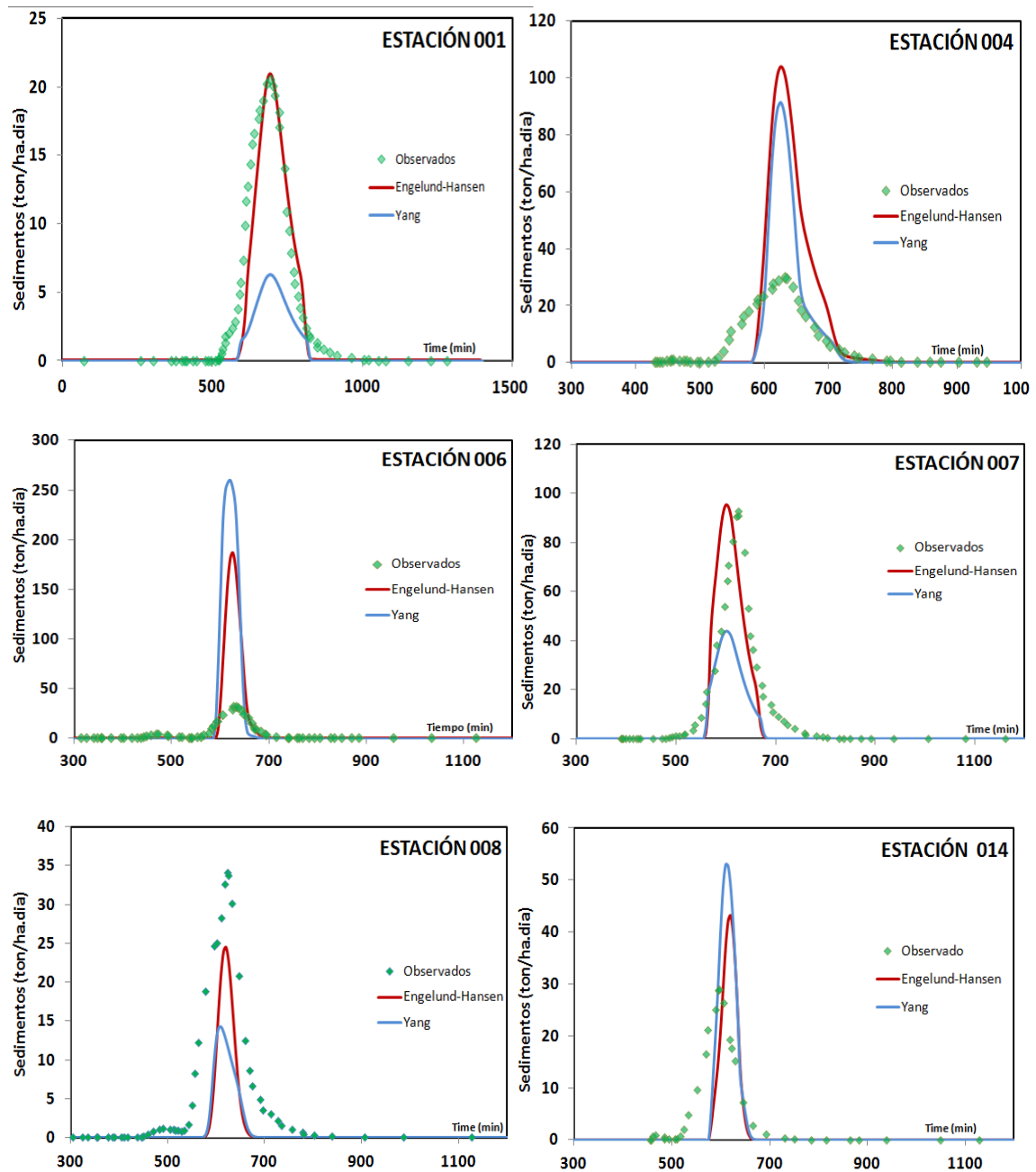


Figura 6.50. Comparación de resultados entre los modelos de Capacidad de Transporte Engelund-Hansen o Yang, para el evento 2.

Fuente: Elaboración Propia (2013)

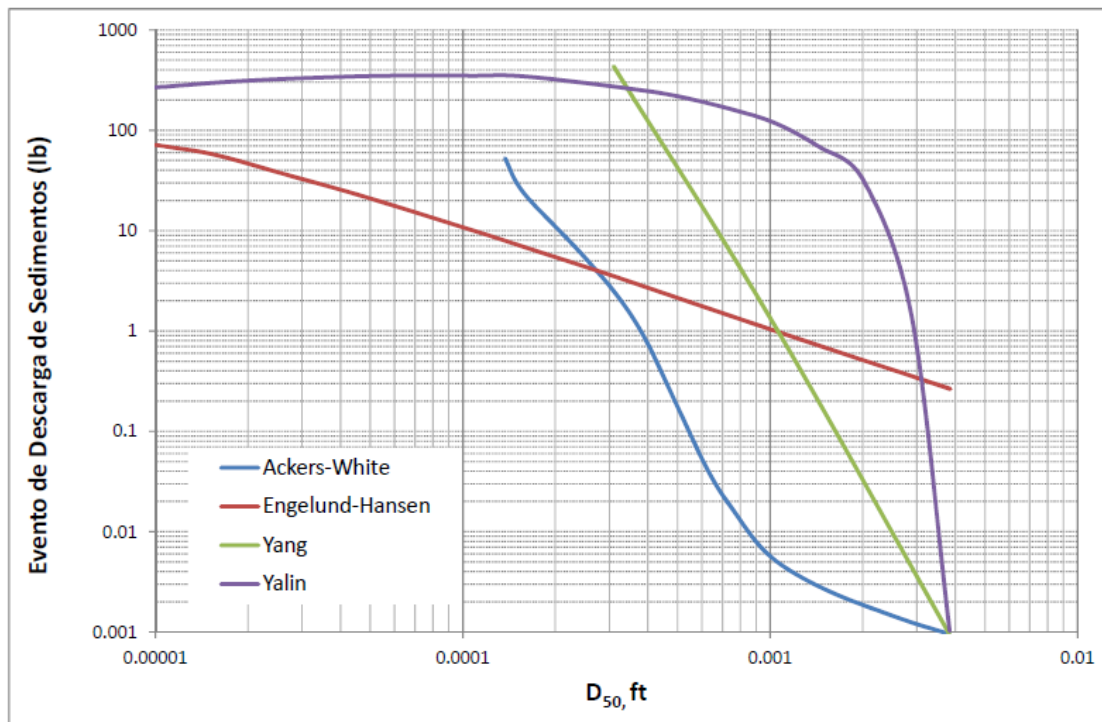


Figura 6.51. Comparación entre las metodologías para estimar la capacidad de transporte
Fuente: (American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, 2007)

También se observa que el método de Engelund Hansen presenta un rango más amplio de tamaños que pueden ser modelados, mientras que Yang así como otros presenta un límite mínimo para el tamaño de partículas que pueden ser modelados.

CAPÍTULO 7

RESUMEN Y CONCLUSIONES

RESUMEN

En resumen se presenta un modelo para la estimación de la producción y el transporte de sedimentos en cuencas urbanas de cabecera.

El modelo propuesto describe la cuenca discretizándola en elementos cuadrados, utilizando un software especialmente diseñado para tal fin en base a un Sistema de Información Geográfica (SIG). El software desarrollado incorpora una interfaz en base SIG que permite al modelador gestionar la información espacial con que se cuenta, extraer los parámetros requeridos por el modelo hidrológico y sedimentológico respectivamente, definir y modelar las áreas de trabajo y por supuesto visualizar de manera fácil la información antes y después de realizar la modelación.

El software desarrollado por la autora, presenta varias ventanas que guían al modelador sobre los mapas de entrada requeridos, los datos de entrada como los eventos a utilizar en la modelación, el tiempo de simulación, las propiedades hidráulicas de los suelos, entre otros y parámetros adicionales que serán trabajados de manera global como densidad del agua, temperatura, el coeficiente de erosionabilidad por impacto del suelo, etc. En cada paso se crean las matrices necesarias para correr el modelo en Matlab y el archivo que contiene los parámetros y datos de entrada necesarios para realizar la modelación hidrológica y sedimentológica. Estos datos son almacenados en una carpeta indicada por el modelador, donde debe estar el software de Matlab que permite realizar la simulación hidrológica y sedimentológica respectivamente y obtener de esta manera los resultados.

El modelo hidrológico simula las pérdidas de precipitación por interceptación y por infiltración. La interceptación es modelada mediante el modelo modificado Rutter – Gash, el

que requiere como parámetros de entrada la profundidad de interceptación y el porcentaje de suelo cubierto por la cobertura. La infiltración se simula usando el Número de Curva o el modelo Green – Ampt para lámina de agua en superficie variable, aunque este último modelo es el recomendado por la autora para cuencas pequeñas con flujos rápidos. La combinación de ambos modelos permite simular las variaciones espacio – temporales de la precipitación, los suelos y el uso del suelo para generar hietogramas variados espacial y temporalmente para cada elemento. El flujo superficial y canalizado es transportado usando la aproximación de Onda Cinemática de las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant.

El modelo sedimentológico estima la erosión producida por la erosión por impacto y la erosión por flujo de acuerdo a la zona de producción. Se considera erosión en planos donde se calculan ambos tipos de desprendimiento (impacto y flujo) y erosión en los cauces donde sólo se considera erosión por flujo. El desprendimiento por impacto es calculado utilizando la precipitación y un coeficiente de erosionabilidad por impacto hasta que se supera un valor de calado máximo. El desprendimiento por flujo es estimado como la diferencia entre el esfuerzo cortante producido en cada instante de tiempo sobre el esfuerzo cortante crítico o mínimo necesario para movilizar las partículas, y el coeficiente de erosionabilidad por flujo.

Una vez el suelo es desprendido, el sedimento es transportado utilizando la ecuación de balance de masa para flujo no permanente. El sedimento se mueve de celda a celda en 8 posibles direcciones.

Cuando el sedimento está en movimiento, se considera la posibilidad de que ocurra sedimentación si la concentración de sedimento en el flujo excede la capacidad de transporte. La capacidad de transporte definida como la capacidad del flujo para arrastrar el material puede ser estimada mediante el modelo de Engelund - Hansen (1967) o el de Yang (1973).

El modelo es aplicado en dos cuencas, cuyos resultados se muestran en el capítulo 6. Inicialmente el modelo es aplicado a una cuenca no instrumentada, ubicada en la ciudad de Barcelona. Los resultados son comparados con respecto a otro modelo distribuido de reconocida trayectoria, KINEROS2, para evaluar el comportamiento del mismo.

El modelo se calibra y valida aplicándolo a la cuenca Goodwin Creek localizada en el condado de Panola, Mississippi, USA, que a diferencia del ejemplo anterior es una cuenca ampliamente instrumentada (32 estaciones pluviométricas y 14 de aforo) con mediciones de caudales líquidos y sólidos durante un gran periodo de tiempo. En este ejemplo se compara el comportamiento del modelo contra observaciones reales, con condiciones antecedentes

preferentemente secas y los cuales generaron altas tasas de erosión. Los eventos fueron seleccionados debido a que habían sido utilizados en la calibración y validación de otros modelos permitiendo además la comparación con los resultados obtenidos en los mismos.

CONCLUSIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones de la implementación del modelo desde la óptica de su elaboración y luego de su aplicación y validación, evaluadas con respecto a los objetivos planteados en el capítulo 1. Por último se presentarán las líneas de trabajos futuros que se desprenden de este trabajo.

7.2.1 CONCLUSIONES SOBRE EL MODELO HIDROLÓGICO

Sobre la conceptualización de la cuenca

El realizar la conceptualización de la cuenca mediante celdas cuadradas presenta varias ventajas sobre los modelos semi-distribuidos y los agregados ya que permite realizar fácilmente la conversión de la información digital de los mapas, lo que a su vez permite realizar más fácilmente la parametrización a través de los mapas usualmente manejados (Mapas de elevación digital, mapas de coberturas y mapas de suelos y mapa de estaciones pluviométricas o de imágenes radar de precipitación).

Adicionalmente, el manejo por celdas cuadradas, adaptables a los formatos SIG permite cambiar de escala fácilmente y tiene la posibilidad de ajustarse espacialmente a las necesidades y objetivos de simulación de cada cuenca. Esta característica representa una ventaja en la modelación ya que para cuencas pequeñas se pueden lograr niveles muy elevados de resolución para la malla, que no pueden obtenerse con modelos semi-distribuidos.

Sobre la modelación hidrológica en los planos

El modelo propuesto simula la producción de escorrentía mediante el mecanismo de exceso de infiltración o flujo Hortoniano. Este modelo considera el flujo como una lámina de agua distribuida a lo largo de un plano inclinado, donde la lámina de agua aumenta hacia aguas abajo y es uniforme a lo ancho del plano. Este tipo de flujo es controlado por las condiciones aguas arriba, el cual suele presentarse en caso de pendiente media-alta y bajo condiciones de precipitaciones intensas o moderadamente intensas en cuencas. Precisamente estas condiciones son las que son objeto del presente estudio.

El flujo Hortoniano es normalmente simulado por la aproximación de Onda Cinemática (Capítulo 2), la que ha sido ampliamente estudiada y validada por diferentes modelos por lo cual se configura como una buena aproximación para muchas situaciones de flujo superficial de interés hidrológico. Esta aproximación es de una base teórica muy sólida y los parámetros requeridos pueden ser directamente relacionados con el uso del suelo, de modo que se pueden evaluar directamente. Adicionalmente, este método permite conocer en detalle el comportamiento del flujo sobre la superficie de la cuenca.

De lo anterior, se concluye que la aproximación de Onda Cinemática es una aproximación robusta, que permite realizar una adecuada simulación de las condiciones de flujo que se presentan en cuencas urbanas de cabecera, como así lo soportan los resultados que se presentan en el capítulo 6.

Sobre la modelación hidráulica en los drenajes

El flujo en la red de drenajes es modelado utilizando la aproximación de Onda Cinemática, incorporando la geomorfología del paisaje para modelar la forma del cauce utilizando para ello las formulaciones de Geometría Hidráulica propuestas por Leopold.

Por otra parte, la conceptualización utilizada para la cuenca permite recibir el flujo de las 8 celdas circundantes, y de las celdas identificadas como drenajes aguas arriba.

La aproximación de Onda Cinemática ha sido validada para ser utilizada en secciones prismáticas denominadas Canales (red de drenaje), gracias a que se realizan algunas presunciones como que la dimensión longitudinal domina sobre las otras dimensiones de modo que se puede suponer que las variables de flujo dependerán solamente de la coordenada longitudinal. Otras presunciones que se realizan es que la presión puede ser considerada hidrostática, el flujo turbulento con lo que se asumen las pérdidas de energía proporcionales al cuadrado de la velocidad, y el agua se asume incompresible. Todas estas presunciones se pueden realizar en el caso de cuencas urbanas de cabecera, por lo que nuevamente la aproximación de Onda Cinemática ha probado ser de utilidad para la modelación de flujos canalizados en lámina libre.

7.2.2 CONCLUSIONES SOBRE EL MODELO SEDIMENTOLÓGICO

El modelo permite simular con un buen nivel de precisión la producción de sedimentos en la cuenca, y además permite visualizar las zonas de mayor o menor producción de estos, debido a que es un modelo distribuido con interfaz a un SIG.

El modelo permite la utilización de parámetros reales con poco o nada de calibración. Los resultados de la simulación de escorrentía superficial son más ajustados en la medida en que se cuenta con valores de conductividad hidráulica confiables ya que es el parámetro más influyente en la definición de la infiltración y por tanto en la escorrentía superficial. Sin embargo, el contenido de humedad inicial define considerablemente el inicio del hidrograma y el caudal punta, y aunque puede ser calibrado, es un parámetro que puede variar considerablemente entre eventos.

La estimación de la producción de sedimentos es bastante sensible a la granulometría del material en cada sección de la cuenca, lo que dificulta una correcta predicción en cada subcuenca.

Para realizar una correcta calibración de los sedigramas simulados, es importante tener en cuenta el coeficiente de erosionabilidad del suelo original, así como el esfuerzo cortante crítico. La producción de sedimentos es sensible a la selección de dichos parámetros, especialmente el primero, y por tanto se requiere determinarlos de la manera más ajustada posible.

Para los eventos con intensidades de precipitación más altas, se tiende a sobreestimar la producción de sedimentos, ya que el esfuerzo cortante es muy alto, y por tal razón el esfuerzo cortante crítico debe ser considerado variable según la variación de las características hidráulicas. Sin embargo, los análisis realizados en esta investigación no son concluyentes y por tanto se requiere más investigación sobre la utilización del esfuerzo cortante crítico.

El mejor nivel de ajuste se obtiene con el modelo de Capacidad de Transporte de Engelund-Hansen, que es aplicable a un amplio rango de diámetros de sedimentos. Con respecto al modelo de Yang, tiende a subestimar los valores para las arenas y no es aplicable a tamaños de partículas pequeños. El modelo de Engelund – Hansen, tiende a sobreestimar la cantidad de sedimentos producidos en cuencas pequeñas con altas pendientes.

7.2.3 CONCLUSIONES SOBRE LA INTEGRACIÓN CON EL PROGRAMA EN SIG

Las cuencas presentan heterogeneidades que son difíciles de capturar y de representar por medio de modelos agregados o semidistribuidos. En los modelos distribuidos la variabilidad espacial de las características de la cuenca se incorpora en la modelación, por lo que se requieren herramientas apropiadas a tal fin. Los SIG en conjunto con los desarrollos de hardware y software, han surgido como un soporte para realizar la representación de la mencionada variabilidad espacial.

De esta manera, los SIG proporcionan la posibilidad de realizar de manera ágil inventarios de las características de la cuenca tales como las topográficas (altimetrías, pendientes, etc.), los usos del suelo y su cobertura, los tipos de suelos, entre otras.

También permiten desarrollar de manera fácil y rápida la estimación de parámetros, lo que en este trabajo se realiza de manera programada, con lo que se obtienen los parámetros requeridos por el programa directamente con el formato adecuado.

Por otra parte, el desarrollo de una interfaz programada entre un SIG y el programa de cálculo, permite realizar el procesamiento de grandes cantidades de información (ya que la herramienta tiene la capacidad de desarrollar mapas por cada propiedad de la cuenca con los mapas de propiedades asociados a dichas características) en forma "amigable", de fácil comprensión puesto que son visualizadas directamente y con las ventajas de rapidez y facilidad ya anotadas.

Adicionalmente, el modelo permite cambiar de escala de procesamiento con lo cual el modelador puede definir la escala más apropiada a las características de la cuenca y a los objetivos de modelación. Este es un punto sensible en el proceso de modelación ya que como se ha demostrado, la resolución utilizada determina la correcta representación de las características de la cuenca, especialmente la topografía y las redes de drenaje, y por tanto también determinan en parte el nivel de ajuste de la modelación hidrológica y sedimentológica.

Por último, la herramienta de interfaz SIG-programa permite visualizar tanto los datos de entrada como los resultados obtenidos, lo que proporciona otra herramienta de validación, puesto que en general las características topográficas se pueden asociar con las zonas de erosión o sedimentación.

Por tanto de manera general se puede concluir que la disponibilidad de herramientas de alta calidad para la representación y procesamiento de las características de la cuenca y por tanto de las propiedades de la misma, son un soporte fundamental en la realización de una modelación exitosa.

7.2.4 CONCLUSIONES SOBRE LA APLICACIÓN DEL MODELO

Conclusiones generales

El modelo es capaz de predecir de manera muy adecuada los hidrogramas. Predice bien los caudales pico y los tiempos necesarios para llegar al pico. Funciona adecuadamente para predecir los hidrogramas en las salidas de otras subcuencas que pertenecen a la cuenca, subestimando ligeramente los caudales en las cuencas pequeñas.

El modelo permite el uso de los parámetros reales con muy poca calibración. El volumen de escorrentía es muy sensible al parámetro de Conductividad Hidráulica, mientras que el caudal punta, el tiempo de inicio del hidrograma y el tiempo hasta el caudal punta dependen notablemente del nivel de ajuste del contenido de humedad antecedente.

Para la cuenca general es posible un nivel de ajuste alto para el sedigrama, tanto de los volúmenes de sedimentos generados, como de los tiempos para alcanzar los caudales sólidos punta. Sin embargo, en ubicaciones internas de la cuenca se puede sobreestimar considerablemente el volumen de sedimentos generados debido a las diferencias en los esfuerzos cortantes producidos dentro de la cuenca.

En general, el modelo permite visualizar correctamente la distribución de la erosión y la sedimentación en el área de cuenca.

Comparación con otros modelos

En comparación con los otros modelos existentes, el modelo presentado aporta niveles de ajuste mucho mayores para los hidrogramas, logrando capturar tanto los volúmenes de escorrentía como los caudales punta y los tiempos de los caudales punta. Adicionalmente, se logra un mejor nivel de precisión en la estimación de los tiempos de inicio y finalización de los hidrogramas, lográndose simular el comportamiento más rápido de los hidrogramas reales.

Los sedigramas obtenidos, mejoran los resultados obtenidos por otros modelos presentándose errores en la simulación en cuencas pequeñas y/o de medias a altas pendientes donde los esfuerzos cortantes generados por el flujo son mayores. De igual manera, se logran

mejores niveles de precisión en la estimación de los tiempos de inicio y finalización de los sedigramas, así como la estimación del tiempo hasta alcanzar el caudal punta.

Sin embargo, el modelo propuesto presenta un costo computacional mayor que los modelos de referencia, ya que al estar programado en base a Matlab requiere mayor tiempo para la realización de los cálculos que aquellos programados en Fortran, C++ u otros lenguajes de programación.

APORTES DE LA TESIS

El presente trabajo de investigación ha permitido obtener los siguientes resultados:

- Se hace una recopilación teórica y un análisis crítico de los diferentes tipos de modelación en base física para la estimación de la producción y el transporte de sedimentos en cuencas de áreas pequeñas. En ese mismo sentido se presenta una revisión bibliográfica completa de los diferentes modelos disponibles para el mismo fin y se identifican sus diferencias según el objetivo de simulación.
- Se establecen las principales bases conceptuales y las formulaciones matemáticas y físicas que modelan los procesos sedimentológicos en cuencas urbanas.
- Se presenta un nuevo modelo que permite la estimación de la producción y el transporte de sedimentos en cuencas urbanas de cabecera que presenta las siguientes innovaciones y ventajas:
 - Puede captar la variabilidad espacial y temporal de la geomorfología del terreno y de sus propiedades físicas,
 - El modelo al estar integrado en un programa en base SIG permite realizar una parametrización de manera fácil y rápida utilizando los principales mapas que se tienen a disposición en cualquier cuenca y a su vez eso permite parametrizar espacial y temporalmente la cuenca,
 - El modelo permite adaptar el nivel de resolución a los diferentes objetivos de modelación, permitiendo hacer análisis tan refinados como requiera dicho objetivo o según la calidad de la información con que se cuente.
 - El modelo hidrológico conceptual se fundamenta en la física de los procesos, lo que combinado a la conceptualización espacial utilizada permite realizar estimaciones muy robustas de la producción de escorrentía, siendo más

acertado que los modelos semi-distribuidos para capturar los tiempos para alcanzar los caudales punta o la duración del evento de escorrentía especialmente en cuencas pequeñas.

- La incorporación de la geometría en el modelo hidráulico permite una mejor modelación de los niveles de la lámina de agua.
- Debido a su carácter distribuido, el modelo permite la geovisualización de los patrones espaciales de erosión/deposición para la totalidad del área de estudio así como para puntos específicos de la misma.
- El modelo sedimentológico propuesto permite estimar la producción de sedimentos en la cuenca de manera dinámica, es decir, permite predecir no sólo la producción que causará determinados eventos sino en qué momento se producirán los caudales punta.

TRABAJO FUTURO

Las líneas de investigación que se pueden derivar del presente trabajo son muy variadas e interesantes. A continuación se describen brevemente cada una de las que son consideradas de interés por la autora.

- Ampliación de los modelos matemáticos para representación del flujo. Este modelo considera que el proceso de producción de escorrentía dominante es el de exceso de infiltración o flujo Hortoniano, y para su modelación matemática se utiliza la aproximación de Onda Cinemática de las ecuaciones de Saint Venant. El uso de la aproximación de Onda Cinemática, como se expuso en el capítulo 3, es una buena aproximación para muchas situaciones de flujo superficial de interés hidrológico. Sin embargo, puede no ser útil en otro tipo de cuencas por ejemplo en cuencas de pequeñas pendientes bajo condiciones naturales, donde la modelación de escorrentía como una lámina de agua sobre un plano inclinado sólo se observa durante precipitaciones muy intensas.

Por tanto, una línea de trabajo futuro debe dirigirse a ampliar el tipo de flujos y por supuesto de cuencas en las cuales puede ser utilizado el modelo, para lo cual se recomienda la implementación de las aproximaciones de Onda Difusiva u Onda Dinámica de las ecuaciones de Saint-Venant.

-
- Ampliación de los modelos matemáticos para la determinación de la Capacidad de Transporte en cauces. Los modelos desarrollados son múltiples y de acuerdo a la teoría tienen rangos de aplicación limitados según el tipo de material a ser transportado y las condiciones hidráulicas en cada caso. De manera, que si los tipos de flujo se amplían y a medida que el modelo sea aplicado en cuencas con diferentes características, aplicar nuevos modelos de capacidad de transporte se volverá un elemento importante.
 - Mejoramiento de los datos para calibración y validación del modelo. De la aplicación del modelo a diferentes cuencas con características muy distintas se concluye que es fundamental contar con mapas de propiedades de la cuenca lo más detallados posible, donde el parámetro de conductividad hidráulica es de especial importancia y por tanto se recomienda realizar estudios específicos para obtener mapas de las características de los suelos en cuencas españolas, y además de las propiedades hidráulicas asociadas.
 - Otra línea de trabajo futuro, consistirá en investigar sobre la aplicación del esfuerzo cortante crítico, de manera que se determine su variación con respecto a las características de los materiales y a los flujos presentes en las cuencas urbanas.
 - En este mismo sentido, aunque la modelación resulta ser una herramienta poderosa se requiere realizar mediciones de la producción de sedimentos puesto que se requiere conocer los procesos propios de cada región y las granulometrías que se presentan, de modo que los modelos puedan ser calibrados adecuadamente.
 - Como otra línea de trabajo futura se propone pasar el código escrito en Matlab a un código de programación más robusto que permita la integración con el código escrito en SIG y que a su vez permita mejorar los tiempos de cálculo.

REFERENCIAS

- Ackers, P. y W. R. White (1973). "Sediment transport: New approach and analysis." Journal of Hydraulic Engineering Division. ASCE **99(11)**: 2041-2060.
- Aksoy, H. y M. L. Kavvas (2005). "A review of hillslope and watershed scale erosion and sediment transport models." Catena **64**: 247-271.
- Alatorre, L. C. y S. Beguería (2009). "Los modelos de erosión: una revisión." Revista C & G **23(1-2)**: 29-48.
- Almorox, J., R. De Antonio, et al. (1994). Métodos de estimación de la Erosión Hídrica. Madrid.
- American Society of Civil Engineers. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation (2007). Sedimentation engineering : processes, management, modeling, and practice. , edited by Marcelo H. Garcia ; prepared by the ASCE Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation of the Sedimentation Committee of the Hydraulics Division. ASCE manuals and reports on engineering practice; no. 110.
- Arandes, R. (1992) Planteamiento urbanístico y drenaje urbano. In: Dolz, J., Gómez Valentín, M. & Martín Vidé, J. P. (eds.) Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- ASCE Task Committee on Relations between Morphology of Small Streams and Sediment Yield of the Conunitteeon Sedimentation of the Hydraulics Division (1982). "Relationships between morphology of small streams and sediment yields." Journal of Hydraulic Division, ASCE **108(HY11)**: 1328-1365.
- Bagnold, R. A. (1956). "The flow of cohesionless grains in fluids." Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A **249 (964)(964)**: 235-297.
- Bagnold, R. A. (1966). An approach to the sediment transport problem from general physics. Professional Paper 422-I, U.S. Geological Survey. Reston, Va.

- Bagnold, R. A. (1980). "An empirical correlation of bed load transport rates in flumes and natural rivers." Proceedings of the Royal Society of London, Series A 372: 453-473.
- Bathurst, J. C., W. H. Graf y H. H. Cao (1987). Bedload discharge equations for steep mountain rivers. Sediment transport in gravel-bed rivers. C. R. Thorne, J. C. Bathurst y R. D. Hey. Chichester, U.K., John Wiley: 453-477.
- Bathurst, J. C., J. M. Wicks y P. E. O'Connell (1995). The SHE/SHESED basin scale water flow and sediment transport modelling system. Computer Models of Watershed Hydrology. V. P. Singh. Highlands Ranch, Water Resources Publications: 563-594
- Belmonte Serrato, F. y A. Romero Díaz (1999). Interceptación en algunas especies del matorral mediterráneo. Murcia, Universidad de Murcia, Servicio de Publicaciones.
- Bennett, J. P. (1974). "Concepts of mathematical modelling of sediment yield." Water Resources Research 10: 485-492.
- Betson, R. P. (1964). "What is watershed runoff?" Journal of Geophysical Research 69(8): 1541-1551.
- Beuselinck, L., Hairsine, P. B., Sander, G. C., y Govers, G. (2002). "Evaluating a multiclass net deposition equation in overland flow conditions." Water Resources Research 38 (7).
- Beven, K. (2001). Rainfall-Runoff Modelling. West Sussex, John Wiley & Sons Ltd.
- Bladé, E., M. Sánchez-Juny, Sánchez-Juny, M., Sánchez, H. P., Niñerola, D., & Gómez, M. (2009). Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS. Barcelona, Edicions UPC.
- Borah, D. K. y M. Bera (2003). "Watershed-scale Hydrologic and Nonpoint-Source Pollution Models: Review of mathematical bases." Transactions of the ASAE 46(6): 1553-1566.
- Borah, D. K., R. Xia, y M. Bera (2002). DWSM - A dynamic Watershed simulation model. Mathematical Models of Small Watershed Hydrology and Applications. V. P. Singh y D. K. Frevert. Chelsea, Michigan, Water Resources Publications.
- Bouwer, H. (1969). "Infiltration of Water into Nonuniform Soil." Journal of Irrigation and Drainage. Division of ASCE 95 (IR4): 451-462.
- Brilly, M., M. Smith, y A. Vidmar (1993). Spatially oriented surface water hydrological modelling and GIS. HydroGIS 93: Application of Geographic Information Systems in Hydrology and Water Resources, Vienna, IAHS Publications.

- Brown, L. C. y L. D. Norton (1994). "Surface residue effects on soil erosion from ridges of different soils and formation." Transactions of the ASAE **37 (5)**: 1515–1524.
- Brownlie, W. R. (1981). Prediction of flow depth and sediment discharge in open-channels. Rep. KH-R-43A, W. M. Keck Laboratory, California Institute of Technology. Pasadena, California.
- Burrough, P. A. y R. A. McDonell (1998). Principles of Geographical Information Systems New York, Oxford University Press.
- Bussi, G., Montoya, J. J., y F. Francés "Calibración de un modelo conceptual distribuido del ciclo de sedimentos. Aplicación a la cuenca experimental de Goodwin Creek (EEUU)." Hidrología y Gestión del Agua.
- Butler, D. y J. W. Davies (2011). Urban Drainage. New York, Spon Press.
- Channel and Watershed Processes Research Unit, N. S. L. (1995). Documentation of Hydrologic, Geomorphic, and Sediment Transport Measurements on the Goodwin Creek Experimental Watershed, Northern Mississippi, for the Period 1982-1993 Preliminary Release. Research Report N° 3. W. A. Blackmarr. Oxford, Mississippi, USDA.
- Colby, B. R. (1964). "Practical computations of bed material discharge." Journal of Hydraulic Division, ASCE **90 (HY2)**: 217-246.
- Chow, V. T., D. Maidment, y L. Mayds (1994) Hidrología Aplicada (Traducido de la primera edición en inglés de Applied Hydrology). Santafé de Bogotá, Colombia, McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Damgaard, J. S., Whitehouse, R. J., y R.L. Soulsby (1997). "Bedload sediment transport on steep longitudinal slopes." Journal of Hydraulic Division, ASCE **123(12)**: 1130-1138.
- De Figueiredo, E. E. y J. C. Bathurst (2007). Runoff and sediment yield predictions in a semiarid region of Brazil using SHETRAN. Proceedings of the PUB kick-off meeting, Brasilia, IAHS Publications.
- De Roo, A., A., Jetten, V., Wesseling, C., y Ritsema, C. (1996). "LISEM: A single-event physically based hydrological and soil erosion model for drainage basins. I: Theory, Input and Output." Hydrological Processes **10**: 1107 – 1117.
- Derpsch, R. (2000). "No- Tillage, Sustainable Agriculture in the New Millennium Direktsaat, Nachhaltiger Ackerbau im Neuen Jahrtausend Siembra Directa, Agricultura Sostenible en el Nuevo Milenio." Retrieved Junio, 2012, from <http://www.rolf-derpsch.com/>.

- Díaz Gutiérrez, A. (2007). Series temporales de vegetación para un modelo Hidrológico Distribuido. Departamento de Agronomía. Córdoba, Universidad de Córdoba. **Máster en Hidráulica Ambiental**: 121.
- Dooge, J. C. I. (1959). "A general theory of the unit hydrograph." *Journal of Geophysical Research* 64(2): 241-256.
- DuBoys, M. P. (1879). "Le Rhône et les rivières a lit affouillable." *Annals de Ponts et Chaussées* 5 (18): 141-195.
- Dunne, T. y R. D. Black (1970). "An experimental investigation of runoff production in permeable soils." *Water Resources Research* 6(2): 478-490.
- Einstein, H. A. (1942). "Formulas for the transportation of bed load." *Transactions of ASAE* 107: 561-573.
- Einstein, H. A. (1950). The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. *Technical Bulletin* 1026. S. C. S. U.S. Department of Agriculture.
- Elliot, W. J. y J. M. Laflen (1993). "A process-based rill erosion model." *Transactions of ASAE* 36(1): 65-72.
- Engelund, F. y J. Fredsoe (1976). "A sediment transport model for straight alluvial channels." *Nordic Hydrology* 7: 293-306.
- Engelund, F. y E. Hansen (1967). A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark Technologic University, Hydraulic Lab.
- EPA (2007, 30/08/2007). "Multi-Resolution Land Characteristics Consortium (MRLC)." 2011.
- ESRI (2004). ArcGis Desktop Developer Guide. ESRI. New York.
- ESRI. (2012, 7/11/2012). "ArcGis Resource Center." Retrieved 14/02, 2013.
- FAO, IIASA, ISRIC, ISS-CAS y JRC European Commission (2009). Harmonized World Soil Database (version 1.1), FAO, Rome, Italy and IIASA, Laxenburg, Austria.
- Ferro, V. y M. Minacapilli (1995). "Sediment delivery processes at basin scale." *Hydrological Sciences Journal* 40 (6): 703-717.
- Forgeard, F., Gloaguen, Y. C., y Touffet, J. (1980). "Interception des précipitations et apport au sol d'éléments minéraux par les eaux de pluie et les pluviolésivats dans une hêtraie atlantique et dans quelques peuplements résineux en Bretagne." *Annales des Sciences Forestières* 37: 53-71.
- Fortuño Ibañez, J. (2014). Estudio de la erosión en cuencas naturales mediante KINEROS 2. Barcelona. España. Universidad Politècnica de Catalunya. Tesis de Maestría.

- Foster, G. R. (1982). Modeling the erosion process. Hydrology Modeling of Small Watersheds. C. T. Haan, B. E. Johnson y D. L. Brakensiek. St. Joseph, MI, American Society of Agricultural Engineers. **Monograph Nº 5**: 295-380.
- Foster, G. R. y L. D. Meyer (1972). A closed-form soil erosion equation for upland areas. Sedimentation: Symposium to Honor prof. H.A. Einstein, Fort Collins, CO, Colorado State University.
- Foster, G. R. y L. D. Meyer (1975). Mathematical simulation of upland erosion by fundamental erosion mechanics. Present and Prospective Technology for Predicting Sediment Yields and Sources, USDA-Agricultural Research Services: 190-207.
- Foster, G. R., Lane, L. J., Nowlin, J. D., Laflen, J. M., y Young, R. A. (1981). "Estimating erosion and sediment yield on field-sized areas. ." Transactions of ASAE **24(5)**: 1253-1263.
- Foster, G. R., Flanagan, D. C., Nearing, M. A., Lane, L. J., Risse, L. M., y Finkner, S. C. (1995). Hillslope erosion component. USDA-Water Erosion Prediction Project, National Soil Erosion Research Laboratory.
- Franti, T. G., Foster, G. R., y E. J. Monke (1996a). "Modeling the effects of incorporated residue on rill erosion .1. Model development and sensitivity analysis. " Transactions of the ASAE **39 (2)**: 535–542.
- Franti, T. G., Foster, G. R., y E. J. Monke (1996b). "Modeling the effects of incorporated residue on rill erosion .2. Experimental results and model validation." Transactions of the ASAE **39 (2)**: 543–550.
- Garde, R. J. y K. G. Ranga Raju (1977). Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems. New Delhi, India., Wiley.
- Garen, D., Woodward, D., y F. Geter (1999). "A user agency's view of hydrologic, soil erosion and water quality modelling." Catena **37**: 277-289.
- Gash, J. H. C. (1979). "An analytical model of rainfall interception by forests." Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society **105**: 43-55.
- GENERALITAT DE CATALUNYA. Departament de Medi Ambient i Habitatge. "Sitio Web CREAf. Centre de Recerca Ecológica i Aplicacions Forestals." 2010, from <http://www.creaf.uab.es/MCSC/esp/index.htm>
- Giménez, R. y G. Govers (2002). "Flow detachment by concentrated flow on smooth and irregular beds ." Soil Science Society of America Journal **66**: 1475–1483.

- Gómez Valentín, M. (1988). Contribución al estudio del movimiento variable en lámina libre, en las redes de alcantarillado. Aplicaciones". Doctor, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Gómez Valentín, M. (2006). Curso de Hidrología Urbana. Barcelona, Distribuidora Alfambra de Papelería, S.L.
- Govers, G. (1990). "Empirical relationships on the transporting capacity of overland flow." International Association of Hydrological Sciences Publication **189**: 45–63.
- Govers, G., Giménez, R., y K. Van Oost (2007). "Rill erosion: Exploring the relationship between experiments, modelling and field observations." Earth-Science Reviews **84**: 87-102.
- Graf, J. R. y F. J. M. Simoes (2008). Estimating sediment discharge. Appendix D. Sedimentation engineering - Processes, measurement, modeling, and practice. M. H. Garcia, American Society of Civil Engineers Manual and Reports on Engineering Practice No 110: 1067 - 1088.
- Graf, W. H. (1984). Hydraulics of sediment transport. Littleton, Colorado, Water Resources Publications.
- Graf, W. R. y E. R. Acaroglu (1968). "Sediment transport in conveyance systems. 1 " Bulletín of the International Association for the Science of Hydraulics **13**(2): 20-39.
- Gray, J. R. y F. J. M. Simoes (2008). Estimating sediment discharge. Appendix D. Sedimentation engineering - Processes, measurement, modeling, and practice. M. H. Garcia, American Society of Civil Engineers Manual and Reports on Engineering Practice No 110: 1067 - 1088.
- Green, W. H. y G. A. Ampt (1911). "Studies on soil physics:1. The flow of air and water through soils. ." Journal of Agricultural Sciences **4**(1): 1-24.
- Haan, C. T., Barfield, B. J., y J.C. Hayes (1994). Design Hydrology and Sedimentology for Small Catchments. San Diego, Academic Press.
- Hairsine, P. B. y C. W. Rose (1991). "Rainfall detachment and deposition: Sediment transport in the absence of flow-driven processes." Soil Science Society of America Journal **55**(2): 320-324.
- Hairsine, P. B. y C. W. Rose (1992a). "Modeling water erosion due to overland flow using physical principles: 1. Sheet flow." Water Resources Research **28**(1): 237-243.
- Hairsine, P. B. y C. W. Rose (1992b). "Modeling water erosion due to overland flow using physical principles: 2. Rill flow." Water Resources Research **28**(1): 245-250.

- Hairsine, P. B. y C. W. Rose (1992a). "Modeling Water Erosion Due to Overland Flow Using Physical Principles: 2. Rill Flow." Water Resources Research **28**(1): 245-250.
- Heng, B. C. P., G. C. Sander, et al. (2009). "Modelling overland flow and soil erosion on nonuniform hillslopes: A finite volumen scheme." Water Resources Research **45**: 1-11.
- Henderson, F. M. y R. A. Wooding (1964). "Overland flow and groundwater from a steady rainfall of finite duration." Journal of Geophysical Research **69**(8): 1531-1540.
- Hernández López, D. (2009). Estudio de la carga sólida de entrada en una red de alcantarillado urbana procedente de las cuencas de cabecera. Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Barcelona, Universidad Politécnica de Catalunya: 155.
- Hillel, D. (1971). Soil and Water: Physical Principles and Processes. New York, N.Y., Academic Press.
- Hirschi, M. C. y B. J. Barfield (1988). "KYERMO - a physically based research erosion model, Part 1. Model Development." Transactions of ASAE **31**(3): 804 - 813.
- Hirschi, M. C. y B. J. Barfield (1988). "KYERMO - a physically based research erosion model, Part 2. Analysis and Testing." Transactions of ASAE **31**(3): 814 - 820.
- Horton, R. E. (1919). "Rainfall interception." Monthly Weather Review **47**(9): 603-623.
- Horton, R. E. (1933). "The role of infiltration in the hydrologic cycle." Transactions of the American Geophysical Union: 446-460.
- Horton, R. E. (1940). "An Approach Towards a Physical Interpretation of Infiltration Capacity." Soil Science Society of America Proceedings **5**: 399-417.
- Huff, F. A. (1967). "Time distribution of Rainfall in heavy Storms." Water Resources Research **3**(4): 1007-1019.
- Hursh, C. R. y E. F. Brater (1941). "Separating storm-Hydrographs from small drainage areas into surface and subsurface flow." Transactions of the American Geophysical Union: 863-871.
- IUSS Grupo de Trabajo WRB (2007). Base referencial mundial del recurso suelo. Informes sobre Recursos Mundiales de Suelos No. 103. FAO. Roma.
- James, L. G. y C. L. Larson (1976). "Modeling Infiltration and Redistribution of Soil Water During Intermittent Application." Transactions of ASAE **19**(3): 482-488.

- Jenson, S. K. y J. O. Domingue (1988). "Extracting Topographic Structure from Digital Elevation Data for Geographic Information System Analysis." Photogrammetric Engineering and Remote Sensing **54**(11): 1593-1600.
- Johnson, B., P. Julien, Molnar, D. K., y C.C. Watson (2000). "The two dimensional Upland Erosion Model CASC2D-SED." Journal of the American Water Resources Association 36(1).
- Julien, P. (2010). Erosion and Sedimentation. Cambridge, UK, Cambridge University Press.
- Julien, P. Y. (1998). Erosion and sedimentation. Cambridge, Cambridge University Press.
- Kalinske, A. A. (1947). "Movement of sediment as bed load in rivers." Transactions of the American Geophysical union, 28(4): 310-317.
- Karim, M. F. y J. F. Kennedy (1990). "Menu of coupled velocity and sediment-discharge relations for rivers." Journal of Hydraulic Division, ASCE 116(8): 978-996.
- Kilinc, M. y E. V. Richardson (1973). Mechanics of soil erosion from overland flow generated by simulated rainfall. Hidrology Paper. Fort Collins, CO, Colorado State University: 54.
- Laursen, E. M. (1958). "The total sediment load of streams." Journal of Hydraulic Division, ASCE **87 (HY1)**: 1530-1531 a 1560-1536.
- Lee, S.E. y S.M. Kang (2014). "Geographic Information System-coupling sediment delivery distributed modeling based on observed data". Water Science & Technology **70.3**: 495-501
- Leopold, L. B. (1968). Hydrology for urban land planning; a guidebook on the hydrologic effects of urban land use. USGS: 18.
- Lewis, S. M., Barfield, B. J., Storm, D. E., y L.E. Ormsbee (1994a). "Proril - an erosion model using probability distributions for rill flow and density. I. Model Development." Transactions of ASAE 37(1): 115-123.
- Lewis, S. M., Barfield, B. J., Storm, D. E., y L.E. Ormsbee (1994b). "Proril - an erosion model using probability distributions for rill flow and density. I. Model Validation." Transactions of ASAE 37(1): 125-133.
- Leyton, L., E. R. C. Reynolds, y F.B. Thompson (1967). Rainfall interception in forest and moorland. Forest Hydrology. W. E. Sopper and H. W. Lull. Oxford, Pergamon Press: 163-178.
- Li, R. M., D. B. Simons, et al. (1975). "Nonlinear Kinematic Wave approximation for water routing." Water Resources Research **11**(2): 245-252.

- Lighthill, M. J. y G. B. Witham (1955). "On kinematic waves: 1. Flood movement in long rivers." *Proceedings of Society of London. Series A* 229: 281-316.
- Linsley, R. K. J., M. A. Kohler, et al. (1988). *Hidrología para Ingenieros*. New York, McGraw-Hill.
- Liu, Q. Q., H. Xiang, y V.P. Singh (2006). "A simulation model for unified interrill erosion and rill erosion on hillslopes." *Hydrological Processes* 20: 469-486.
- Loch, R. J. y D. M. Silburn (1997). Constraints to sustainability—soil erosion. *Sustainable Crop Production in the Sub-tropics: an Australian Perspective*. QDPI. L. Clarke and P. B. Wylie: 376.
- Lukey, B. T., Bathurst, J. C., Hiley, R. A., y J. Ewen (1995). "SHETRAN Water Flow Component, Equations and Algorithms." Retrieved May - 2011, from <http://research.ncl.ac.uk/shetran/Documentation.htm>.
- Mantz, P. A. (1977). "Incipient transport of fine grains and flakes by fluids-extended Shields diagram." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE* 103(6): 601–616.
- Mas, R. (2011). Tutorial (nivel básico) para la elaboración de mapas con ArcGIS, Universidad Autonoma de Madrid: 48.
- Mein, R. G. y C. L. Larson (1973). "Modeling Infiltration during a Steady Rain." *Water Resources Research* 9(2): 384-394.
- Merriam, R. A. (1960). "A note on the interception loss equation." *Journal of Geophysics Research* 65: 3850-3851.
- Merrit, W. S., R. A. Letcher, y A. J. Jakeman (2003). "A review of erosion and sediment transport models." *Environmental Modelling & Software* 18: 761-799.
- Merten, G. H., Nearing, M. A., y A. L. O. Borges (2001). "Effect of sediment load on soil detachment and deposition in rills." *Soil Science Society of America Journal* 65(3): 861-868.
- Meyer-Peter, B. y R. Müller (1948). Formula for bedload transport. *Proceedings of the 2nd Meeting of the IAHR, Stockholm*.
- Meyer, L. D. y W. H. Wischmeier (1969). "Mathematical Simulation of the Process of Soil Erosion by Water." *Transactions of the ASAE* 12(6): 754-758,762.e.
- Mishra, S. K., J. V. Tyagi, y V.P. Singh (2003). "Comparison of infiltration models." *Hydrological Processes* 17: 2629-2652.
- Montoya, J. (2006). Developing a new geomorphological distributed model. Application in Goodwin Creek experimental catchment. *Geophysical Research Abstracts*.

- Montoya, J. J. (2008). Desarrollo de un modelo conceptual de producción, transporte y depósito de sedimentos. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Valencia, Universidad de Valencia. **Doctor:** 236.
- Morgan, R. P. C. y J. N. Quinton (2001). Erosion Modelling. Landscape Erosion and Evolution Modeling. R. S. Harmon and W. W. Doe III. New York, Kluwer Academic/Plenum Publishers: 117-143.
- Morgan, R. P. C., J. N. Quinton, Smith, R. E., Govers, G., Poesen, J. W. A., Auerswald, K., et al. (1998). "The European Soil Erosion Model (EUROSEM): A dynamic approach for predicting sediment transport from fields and small catchments." Earth Surface Processes and Landforms **23**: 527-544.
- Morris, E. M. y D. A. Woolhiser (1980). "Unsteady One-Dimensional flow over a plane: partial equilibrium and recession hydrographs." Water Resources Research **16**(2): 355-360.
- MULTIRESOLUTION LAND CHARACTERISTICS CONSORTIUM MRLC. (May 20,2014). 2012, from <http://www.mrlc.gov/>.
- Nanía, L. S. y M. Gómez Valentín (2004). Ingeniería Hidrológica. Granada, Grupo Editorial Universitario.
- Nearing, M. A., Foster, G. R., Lane, L. J., y S.C. Finkner (1989). "A process-based Soil Erosion Model for USDA-Water Erosion Prediction Project Technology." Transactions of the ASAE **32**(5): 1587-1593.
- Nearing, M. A., et al. (1990). "Prediction technology for soil erosion by water." Soil Science Society of America Journal **54** (6): 1702-1711.
- Nearing, M. A., L. J. Lane, et al. (1994). Modeling Soil Erosion. Soil Erosion. Research Methods. Delray Beach, Soil and Water Conservation Society y St Lucie: 127-158.
- Nearing, M. A., Lane, L. J., Alberts, E. E., y J.M. Laflen (1999). "Soil erosion by surface water flow on a stony, semiarid hillslope." Earth Surface Processes and Landforms **24** (8).
- Neill, C. R. y M. S. Yalin (1969). "Qualitative definition of benning of bed movement." Journal of Hydraulic Division, ASCE **95**(1): 585-587.
- Nord, G. y M. Esteves (2005). "PSEM_2D: A physically based model of erosion processes at the plot scale." Water Resources Research 41.
- Novak, P., V. Guinot, Jeffrey, A., y D.E. Reeves (2010). Hydraulic Modelling - An Introduction. New York, Spon Press.
- Paintal, A. S. (1971). "A stoehastie model of bed load transport. Journal of Hydraulic Research " **9**(4): 527-554.
- Parlange, J. Y. (1971). "Theory of water-movement in soils, 2, One-dimensional infiltration." Soil Science **111**(3): 170-174.

- Parker, G. (1990). "Surface-based bedload transport relation for gravel rivers" Journal of Hydraulic Research **28**(4): 417-436.
- Parker, G., Klingeman, P. C., y D. O. McLean (1982). "Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams." Journal of Hydraulic Division, ASCE **108 (HYA)**: 544-571.
- Philip, J. R. (1957). "The theory of infiltration, 4, Sorptivity and algebraic infiltration equations." Soil Science **84**(3): 257-264.
- Philip, J. R. (1992). "Falling Head Poned Infiltration." Water Resources Research **28**(8): 2147-2148.
- Philip, J. R. (1993). "Variable-Head Poned Infiltration Under Constant or Variable Rainfall" Water Resources Research **29**(7): 2155-2165.
- Raaveendra, K. R. y B. S. Mathur (2007). "Event-based Soil Erosion Modeling of Small Watersheds." Journal of Hydrologic Engineering **12**(6): 559-572.
- Ravi, V. y J. R. Williams (1998). Estimation of Infiltration Rate in the Vadose Zone: Compilation of Simple Mathematical Models. Volume I. Cincinnati, OH, National Risk Management Research Laboratory, U.S. EPA. I: 84.
- Rawls, W. J., D. L. Brakensiek, y N. Miller (1983). "Green-Ampt infiltration parameters from soils data." Journal of Hydraulic Engineering **109**(1): 62-70.
- Reial Acadèmia de Ciències i Arts de Barcelona. (2007). "Observatorio Fabra." 2011, from <http://www.fabra.cat/meteo/dades/dades.html>.
- Renard, K. G., Foster, G. R., Weesies, G. A., y J.P. Porter (1991). "Revised Universal Soil Loss Equation." Journal of Soil and Water Conservation **46**: 30-33.
- Reyes Peralta, F. J. (2008). Análisis Espacial con Datos Raster en ArcGIS Desktop 9.2.
- Rojas, R. (2002). GIS-based upland erosion modeling, geovisualization and grid size effects on erosion simulations with CASC2D-SED. Fort Collins, Colorado, USA, Civil Engineering Department, Colorado State University. Fort Collins, Colorado, USA. **Ph.D Thesis**.
- Rojas, R., P. Y. Julien, y B.E. Johnson (2003). CASC2D-SED v. 1.0 Reference Manual. A 2-Dimensional Rainfall-Runoff and Sediment Model, Colorado State University.
- Rose, C. W. (1993). Erosion and sedimentation. Hydrology and Water Management in the Humid Tropics: Hydrological Research Issues

- and Strategies for Water Management. M. Bonell, Hufschmidt and G. M.M., J.S., Cambridge University Press: 301–343.
- Rutter, A. J., K. A. Kershaw, K. A., Robins, P. C., y A.J. Morton (1971). "A predictive model of rainfall interception in forests. I. Derivation of the model from observations in a plantation of corsican pine." Agricultural Meteorology **9**: 367-384.
- Rutter, A. J., A. J. Morton, y P.C. Robins (1975). "A predictive model of rainfall interception in forests. II. Generalization of the model and comparison with observations in some coniferous and hardwood stands." Journal of Applied Ecology **12**: 367-380.
- Schob, A., J. Schmidt, y R. Tenholtern (2006). "Derivation of site-related measures to minimise soil erosion on the watershed scale in the Saxonian loess belt using the model EROSION 3D." Catena **68**: 153-160.
- Schoklitsch, A. (1934). "Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht (In German)." Wasserkraft und Wasselwirtschaft 29(4): 37-43.
- School of Civil Engineering and Geosciences. Newcastle University (1995). "SHETRAN Water Flow Component, Equations and Algorithms." Retrieved May - 2011, from <http://research.ncl.ac.uk/shetran/Documentation.htm>.
- School of Civil Engineering and Geosciences. Newcastle University. (2011). "SHETRAN Water Flow Component, Equations and Algorithms." Retrieved May - 2011, from <http://research.ncl.ac.uk/shetran/Documentation.htm>.
- Semmens, D. J., D. C. Goodrich, Unkrich, C. L., Smith, R. E., Woolhiser, D. A., y S.N. Miller (2008). KINEROS2 and the AGWA modelling framework. Hydrological modelling in arid and semi-arid areas. H. Wheeler, S. Sorooshian y K. D. Sharma. Cambridge, Cambridge University Press: 49-68.
- Shen, H. W. y C. S. Hung (1972). Chapter 14: An engineering approach to total bed material load by regression analysis. S. S. Proc., H. W. Shen. Highlands Ranch, CO, Water Resources Publications: 14-11 - 14-17.
- Shields, A. (1936). Anwendung der Ahnlichkeitsmechanik und Turbulenz forschung auf die Geschiebebewegung. (in German). Berlin, Mitteil. Preuss.
- Shulits, S. y R. D. Hill, Jr. (1968). Bed load formulas. Pennsylvania, The Pennsylvania State University, University Park, Pa.
- Smart, G. M. (1984). "Sediment transport formula for steep channels." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE **110**(3): 267-276.

- Smith, R. E. y D. C. Goodrich (2005). Rainfall Excess Overland Flow. Encyclopedia of Hydrological Sciences. M. G. Anderson, John Wiley and Sons, Ltd: 1707-1718.
- Smith, R. E., D. C. Goodrich, Woolhiser, D. A., y C.L. Unkrich (1995). KINEROS-A Kinematic Runoff and EROsion Model. Computer Models of Watershed Hydrology. R. E. Smith, D.C. Goodrich, D.A. Woolhiser, y C.L. Unkrich. Highlands Ranch, Water Resources Publications: 697-732.
- Smith, R. E. y J. Y. Parlange (1978). "A Parameter-Efficient Hydrologic Infiltration Model." Water Resources Research **14**(3): 5-538.
- Smith, R. E., K. Smetten, Broabridge, P., y D. A. Woolhiser, (2002). Infiltration Theory for Hydrologic Applications. Washington D.C., American Geophysical Union.
- Smith, R. E. y A. W. Warrick (2007). Soil Water Relationships. Design and Operation of Farm Irrigation Systems. G. J. Hoffman, R. G. Evans, M. E. Jensen, D. L. Martin y R. L. Elliot. St Joseph, MI, American Society of Agricultural and Biological Engineers: 120-155.
- Stelczer, K. (1981). Bed-load transport theory and practice. Littleton, Colorado, Water Resources Publications.
- Sui, D. Z. y R. C. Maggio (1999). "Integrating GIS with hydrological modeling: practices, problems, and prospects." Computers, Environment and Urban Systems **23**: 33-51.
- Suszka, L. (1991). Modification of transport rate fórmula for steep channels. Fluvial hydraulics o/ mountain regions. e. A. Annanini and G. Di Silvio. New York, Springer: 59-70.
- Swartzendruber, D. (1974). "Infiltration of Constant-Flux Rainfall into Soil as Analyzed by the Approach of Green and Ampt. ." Soil Science **117**: 272-281.
- Thornes, J. B., J. X. Shao, Diaz, E., Roldan, A., McMahon, M., y J. C. Hawkes (1996). "Testing de MEDALUS Hillslope model." Catena **26**: 137-160.
- Toffaletti, E. B. (1968). A procedure for computation of the total river sand discharge and detailed distribution, bed to surface. Technical Rep. 5, Committee on Channel Stabilization. Vicksburg, Miss., Army Corps of Engineers.
- Toffaletti, F. B. (1969). "Definitive computations of sand discharge in rivers." Journal of Hydraulic Division, ASCE **95**: 225-248.
- USDA-ARS (2008, 03 enero 2008). "Sitio Web del programa AGWA." Retrieved 15/Marzo, 2010, from <http://www.tucson.ars.ag.gov/AGWA/>.

- USDA-ARS. (2008). "Sitio Web STEWARDS (Sustaining The Earth's Watersheds – Agricultural Research Database System)." Retrieved Jul, 2012, from <http://www.nrrig.mwa.ars.usda.gov/stewards/stewards.html>.
- USDA-NRCS. (2012). "Soil Survey Geographic (SSURGO) Database for Panola County, Mississippi." Retrieved Nov, 2012, from <http://soildatamart.nrcs.usda.gov>
- USDA (1995). Documentation of Hydrologic, Geomorphic, and Sediment Transport Measurements on the Goodwin Creek Experimental Watershed, Northern Mississippi, for the Period 1982-1993. B. William. Oxford, Mississippi, United States Department of Agriculture, USDA.
- USDA-ARS. (2008). "Sitio Web STEWARDS (Sustaining The Earth's Watersheds – Agricultural Research Database System)." Retrieved Jul, 2012, from <http://www.nrrig.mwa.ars.usda.gov/stewards/stewards.html>.
- USDA-ARS. (2010, 14 Agosto 2000). "Sitio Web del programa KINEROS." Retrieved 18 Febrero, 2010, from <http://www.tucson.ars.ag.gov/kineros/>
- USDA. (2011). "Watershed Physical Processes Research Unit." Retrieved Agosto, 2012, from <http://www.ars.usda.gov/Business/docs.htm?docid=5040>.
- USDA. (2011, 22/Marzo). "Natural Resources Conservation Service NRCS." Retrieved Marzo, 2011, from <http://www.nrcs.usda.gov/>.
- USDA-NRCS. (2012). "Soil Survey Geographic (SSURGO) Database for Panola County, Mississippi." Retrieved Nov, 2012, from <http://soildatamart.nrcs.usda.gov>
- Van Liew, M. W. y K. E. Saxton (1983). "Slope steepness and incorporated residue effects on rills erosion." Transactions of the ASAE **26 (6)**: 1738–1743.
- Van Rijn, L. C. (1984a). "Sediment transport. I: Bed load transport." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE **110(10)**: 1431-1456.
- Van Rijn, L. C. (1984b). "Sediment transport, II: Suspended load transport." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE **110(11)**: 1613-1641.
- Van Rijn, L. C. (1987). Mathematical modeling of morphological processes in the case of suspended sediment transport. Delft, The Netherlands, Delft University of Technology. PhD dissertation.
- Vega-Carreño, M. B. y J. M. Febles-González (2005). "La investigación de suelos erosionados: Métodos e índices de diagnóstico." Minería y Geología **21(2)**: 1-18.

- Wicks, J. M. y J. C. Bathurst (1996). "SHESED: a physically based, distributed erosion and sediment yield component for the SHE hydrological modelling system." Journal of Hydrology **175**: 213-238.
- Williams, I. R. (1975). Sediment yield prediction with universal equation using runoff energy factor., United States Department of Agriculture, Agricultural Research Service (Report S-40): 244-252.
- Wischmeier, W. H. y D. D. Smith (1978). Predicting rainfall erosion losses. A guide to conservation planning. Agriculture. U. S. D. o. A. Handbook No. 537, Washington. 58 pp.
- Woolhiser, D. A. (1996). "Search for physically based runoff model—a hydrologic El Dorado?" Journal of Hydraulic Engineering, ASCE **3**: 122-129.
- Woolhiser, D. A. y J. A. Liggett (1967). "Unsteady, one-dimensional flow over a plane—the rising hydrograph." Water Resources Research **3**(3): 753-771.
- Woolhiser, D. A., R. E. Smith, y D.C. Goodrich (1990). KINEROS, A Kinematic Runoff and Erosion Model. Documentation and User's Manual. Fort Collins, Colorado, U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service, ARS-77.
- Yalin, M. S. (1963). "An expression for bed-load transportation." Journal of Hydraulic Engineering Division, ASCE **89** 221-250.
- Yalin, M. S. (1972). Mechanics of sediment transport. Tarrytown, N. Y., Pergamon.
- Yang, C. T. (1973). "Incipient motion and sediment transport." Journal of Hydraulic Engineering Division, ASCE **99**(10): 1679-1704.
- Yang, C. T. (1979). "Unit stream power equations for total load." Journal of Hydrology **40**(123-138).
- Yang, C. T. (1984). "Unit stream power equation for gravel." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE **110** (HY12): 1783-1797.
- Yang, C. T. (1996). Sediment transport: Theory and practice. New York.
- Yang, C. T. y C. Huang (2001). "Applicability of sediment transport formulas." International Journal of Sediment Research **16**(3): 335-343.
- Yang, C. T., Molinas, A., y B. Wu, (1996). "Sediment transport in the Yellow River." Journal of Hydraulic Division, ASCE **122** (5): 237-244.
- Zambrano Nájera, J. y M. Gómez Valentín (2011). Estimación de la erosión hídrica en cuencas urbanas de pequeña extensión. Influencia de la resolución espacial de los datos. II Jornadas de Ingeniería del Agua.

-
- Barcelona, FLUMEN. Agencia Catalana de l'Aigua. Ministerio del Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Gobierno de España.
- Zambrano Nájera, J., y Gómez Valentín, M. (2014). Modeling of erosion and Sediment transport in small Urbana Areas using a single-event, physical model. 13th International Conference on Urban Drainage, Sarawak, Malaysia.
- Zambrano Nájera, J. y Gómez Valentín, M. (2014). Evaluación Comparativa de dos Modelos Sedimentológicos Distribuidos con Aplicación en una Cuenca. XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Chile.
- Zambrano Nájera, J., y Gómez Valentín, M. (2012). Fundamentos de la modelación física en la erosión hídrica. Ago. 14 – 17 2012. En: *Memorias XX Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología*. Barranquilla, Colombia.
- Zhang, G., Liu, B., Liu, G., y X. He (2003). "Detachment of undisturbed soil by shallow flow." Soil Science Society of America Journal **67**: 713–719.
- Zhang, L., O'Neil, A. L., y S. Lacey (1996). "Modelling Approaches to the prediction of soil erosion in catchments." Environmental Software **11**(1-3): 123-133.
- Zingg, A. W. (1940). "Degree and length of land slope as it affects soil loss in runoff." Agricultural Engineering **21**: 59-64.

ANEXO 1. TABLAS DE CLASIFICACIÓN DE COBERTURA

CLASS	NAME	A ^a	B ^a	C ^a	D ^a	COVER ^b	INT ^c	N ^d	IMPERV ^e
11	Open Water	100	100	100	100	0	0.000	0.000	0.000
12	Perrenial Ice/Snow	98	98	98	98	0	0.000	0.000	0.000
21	Developed, Open Space	68	79	86	89	90	2.500	0.410	0.010
22	Developed, Low Intensity	77	85	90	92	15	0.100	0.150	0.550
23	Developed, Medium Intensity	81	88	91	93	10	0.080	0.120	0.900
24	Developed, High Intensity	89	92	94	95	2	0.050	0.011	0.900
31	Barren Land	82	88	91	93	8	0.000	0.010	0.240
32	Unconsolidated Shore	82	88	91	93	0	0.000	0.010	0.000
41	Deciduous Forest	55	55	75	80	50	1.150	0.400	0.000
42	Evergreen Forest	55	55	70	77	50	1.150	0.800	0.000
43	Mixed Forest	55	55	75	80	50	1.150	0.600	0.000
51	Dwarf Shrub	63	77	85	88	25	3.000	0.055	0.000
52	Scrub/Shrub	63	77	85	88	25	3.000	0.055	0.000
71	Grasslands/Herbaceous	49	69	79	84	25	2.000	0.130	0.000
72	Sedge Herbaceous	49	69	79	84	25	2.000	0.130	0.000
73	Lichens	63	77	85	88	25	3.000	0.055	0.000
74	Moss	63	77	85	88	25	3.000	0.055	0.000
81	Pasture/Hay	68	79	86	89	70	2.800	0.400	0.000
82	Cultivated Crops	71	81	87	91	57	1.750	0.130	0.000
90	Woody Wetlands	85	85	90	92	70	1.150	0.600	0.000
91	Palustrine Forested Wetland	85	85	90	92	70	1.150	0.600	0.000
92	Palustrine Scrub/Shrub	85	85	90	92	70	1.150	0.600	0.000
93	Estuarine Forested Wetland	85	85	90	92	70	1.150	0.600	0.000
94	Estuarine Scrub/Shrub	85	85	90	92	70	1.150	0.600	0.000
95	Emergent Herbaceous Wetlands	77	77	84	90	70	1.150	0.600	0.000
96	Palustrine Emergent Wetland (Persistent)	77	77	84	90	70	1.150	0.600	0.000
97	Estuarine Emergent Wetland	77	77	84	90	70	1.150	0.600	0.000
98	Palustrine Aquatic Bed	77	77	84	90	70	1.150	0.600	0.000
99	Estuarine Aquatic Bed	77	77	84	90	70	1.150	0.600	0.000

a Grupos de suelos hidrológicos

b Porcentaje de cobertura vegetal interceptora

c Profundidades de interceptación

d Rugosidad de Manning

e Superficie que el agua no puede penetrar

ANEXO 2. FORMULACIONES CAPACIDAD DE TRANSPORTE

Fórmula	Fundamento	Tipo ^a	Rango de validez ^b	Comentarios
Du Boys (1879)	Teórica, basada en el exceso de esfuerzo cortante.	B	-	Primer modelo conocido para el transporte de sedimentos, está basado en el concepto de que la carga de fondo se mueve en capas deslizantes. Incluye parámetros que pueden ser determinados solamente por experimentación y que tienen un rango limitado de validez; Tiene que ser calibrado para cada aplicación.
Schoklitsch (1934) ^c	Teórica, basada en el exceso de esfuerzo cortante.	B	$0,305 \leq d \leq 7,02$	Puede ser aplicado a sedimentos mezclados divididos en fracciones de tamaño. La carga de fondo es una función de la descarga.
Shields (1936)	Semiempírico, basada en el exceso de esfuerzo cortante.	B	$1,56 \leq d \leq 2,47$ $1,06 \leq s \leq 4,25$	Derivada para mostrar la cantidad de factores que influyen en el transporte de sedimentos, más que para establecer una ecuación universal.
Einstein (1942, 1950) ^c	Teórica, probabilística.	B, BM	$0,785 \leq d \leq 28,65$	Originalmente derivada para sedimentos de un solo tamaño, fue más tarde extendida a mezclas de sedimentos introduciendo los factores de ocultamiento. Este factor provoca que las partículas más pequeñas sean atrapadas por las partículas más grandes presentes en la mezcla. La fórmula de material del lecho es la suma de las fórmulas de carga de fondo y material suspendido. La fórmula de Einstein ha sido corregida y expandida por muchos autores como es el caso de Brown (1950), Colby (1964), Pemberton (1972) y Yalin (1972).
Kalinske (1947) ^c	Teórica, probabilística.	B	-	Esta ecuación está basada en la relación de descarga. Puede ser aplicada a las mezclas de sedimentos.
Meyer-Peter and Müller (1948) ^c	Teórica, basada en el esfuerzo cortante.	B	$0,15 \leq w \leq 2$ $0,01 \leq D \leq 1,2$ $0,04 \leq S_f \leq 2$ $1,25 \leq \rho \leq 4$ $0,40 \leq d \leq 30$	Esta es una expansión del trabajo original de Meyer-Peter et al. (1934). Es ampliamente utilizado en ríos de montaña con lechos de grava. No debería ser usado para tamaños de granos menores a ~ 1mm.
Frijlink (1952)	Empírica, basada en el esfuerzo cortante.	B	-	Este método es simplemente una aproximación de la fórmula de Meyer-Peter and Müller (1948) y de Einstein (1950).
Velikanov (1954)	Teórica, basada en conceptos energéticos.	BM	-	Esta ecuación fue derivada a partir de la teoría de potencia gravitacional. Conduce a un número de otras similitudes derivadas de la ecuación para el transporte de sedimentos obtenida por Ingenieros chinos, tales como Zhang (1959) y Dou (1974).
Bagnold (1956, 1966)	Teórica, basada en conceptos energéticos.	B, BM	$d > 0,015$	La fórmula para la carga de material de fondo de Bagnold es la suma de sus fórmulas para la carga de fondo y para la carga de material suspendido.
Laursen (1958) ^c	Empírica	BM	-	Puede ser aplicada a mezclas de sedimentos separándolas en fracciones por tamaños. Está basada en una relación gráfica que representa datos experimentales recolectados en corrientes con lecho de arena, sin interpretación física directa. Originalmente está basado en datos de laboratorio. Ha sido modificado y expandido por otros para incrementar su rango de validez (p.ej. Maden, 1993).

Fórmula	Fundamento	Tipo ^a	Rango de validez ^b	Comentarios
Rottner (1959) ^c	Empírica, basada en consideraciones dimensionales	B	-	Relaciona el transporte de la carga de fondo por unidad de ancho a la profundidad adimensional, la velocidad y la pendiente. Un análisis de regresión fue desarrollado para determinar el efecto de un parámetro de rugosidad relativo d_{50}/d . La ecuación no debería ser aplicada al transporte a bajas tasas.
WIHEE (1961) ^d	Empírica	BM	-	Originalmente era una ecuación para carga de material suspendido. Aplica para ríos que fluyen por planos aluviales, donde la carga de fondo es generalmente despreciable y predomina el material suspendido. Es una de las ecuaciones más utilizada en China.
Yalin (1963, 1972)	Teórica, basada en conceptos probabilísticos	B	$0,315 \leq d \leq 28,65$	Esta ecuación incorpora conceptos probabilísticos así como conceptos de energía, así como la aproximación de Bagnold que consiste en la tasa de trabajo. Considera que la partícula se moviliza por saltación.
Colby (1964) ^c	Empírica	BM	-	La fórmula es presenta en forma de relaciones gráficas. Incluye un factor de corrección para flujos con altas concentraciones de limos y arcillas. Es aplicable a ríos con lechos de arena media a fina. Está disponible en el sitio http://water.usgs.gov/cgi-bin/man_wrdapp?modein .
Engelund and Hansen (1967) ^c	Semiempírica, basada en conceptos de energía	BM	-	Derivada para lechos de arena con formación de dunas, ha sido ampliamente utilizado para corrientes de arena. No es muy exacto para estimar el inicio del movimiento. Yang (2005) provee un manual de derivación paso a paso de esta función de transporte.
Graf and Acaroglu (1968)	Semiempírica, basada en esfuerzo cortante	BM	-	Esta ecuación fue derivada para canales abiertos y conductos cerrados. Es similar a la ecuación de Einstein (1950) para canales abiertos.
Toffaletti (1968, 1969) ^c	Teórica, probabilística	BM	-	Realiza las siguientes conclusiones a partir del método de Einstein: agrupa diferentes factores de corrección en uno; el transporte del sedimento está relacionado a las propiedades del flujo usando más parámetros; y utiliza la distribución vertical de velocidades.
Paintal (1971)	Empírica, basada en el esfuerzo cortante	B	$\theta < 0,06$ $1 < d \leq 25$	Se utiliza para transporte de carga de fondo con esfuerzos cortantes pequeños.
Shen and Hung (1972)	Empírica	BM	—	Es una ecuación obtenida por regresión a partir de datos de laboratorio con lecho de arena.
Ackers and White (1973) ^c	Semiempírica, basada en conceptos de energía	BM	$0,04 \leq d \leq 4,94$	Actualizado por Ackers y White (1993) para corregir las tasas de transporte de sedimento para material fino y grueso. La ecuación de 1973 fue expandida por White y Day (1982) para permitir el cómputo de la tasa de transporte por tamaños de partícula. Yang (2005) provee una derivación paso a paso de esta ecuación.
Yang (1973, 1979)	Teórica, basada en conceptos energéticos.	BM	$0,063 \leq d \leq 2,0$	Fórmula de Potencia Unitaria de flujo (Unit stream power). Los coeficientes se hallan por medio de calibración de computador. Ha sido exitosamente utilizada en sedimentos con tamaños de partículas en el rango de los limos. La ecuación de 1979 debería ser utilizada para concentraciones mayores a 100 mg/L.

Fórmula	Fundamento	Tipo ^a	Rango de validez ^b	Comentarios
Engelund y Fredsoe (1976)	Teórica, probabilística	B	-	-
Bagnold (1980)	Teórica, basada en conceptos energéticos	BM	-	Fórmula para potencia de flujo. Incluye ríos bimodales de lecho de grava en el análisis.
Brownlie (1981)	Semiempírica, basada en conceptos energéticos	BM	-	Basados en un análisis de regresión de laboratorio y en datos de campo con lechos de arena principalmente.
Parker et al., (1982)	Semiempírica, probabilística	B	$0,06 \leq d \leq 102,0$	Utiliza el concepto de igualdad de movilidad. Ha sido corregido y expandido por otros como, Diplas (1987) y Bakke et al. (1999). Aplica a ríos de lecho de grava con capas pavimentadas y subpavimentadas y es usada para diferentes tamaños de partículas.
Smart (1984)	Empírica, basada en el esfuerzo cortante	B	Lecho fijo $d \geq 0,4$ $0,4 \leq S \leq 20$	Esta ecuación es para pendientes pronunciadas. Está basada en la información inicial de Meyer-Peter y Müllera (1948) y en nuevos datos recolectados en corrientes con altas pendientes. No es aplicable a pendientes negativas.
Van Rijn (1984 a, 1984 b)	Semiempírica, basada en conceptos de energía	B, BM	$0,2 \leq d \leq 2,0$	Diferentes métodos semiempíricos fueron utilizados para derivar las ecuaciones de transporte de la carga de fondo. Utilizaron datos experimentales y otras simplificaciones para afinar las ecuaciones de finos. La fórmula de carga total es la suma de las ecuaciones de carga de fondo y carga suspendida.
Yang (1984) ^c	Teórica, basada en conceptos energéticos	BM	$2,0 \leq d \leq 10,0$	Fórmula de Potencia de Flujo Unitaria para gravas.
Van Rijn (1987)	Empírica, probabilística	B	-	-
Karim y Kennedy (1990)	Empírica	BM	-	Es un set de ecuaciones basada en un análisis de regresión múltiple no lineal, 330 sets de datos de ríos, y 608 sets de datos de laboratorio. No tiene un significado físico. Las ecuaciones requieren esquemas de solución iterativos.
Suszka (1991)	Empírica, probabilística	B	$3,3 \leq d \leq 43,5$ $0,9 \leq D/d \leq 73,3$ $0,17 \leq S \leq 9$ $147 \leq R_e \leq 14000$	Es una modificación de una primera ecuación presentada por Graf y Suszka (1987). Desarrollada para ríos de montaña, con altas pendientes y baja sumergencia (p.ej) valores bajos de D/d .
Yang et al. (1996)	Teórica, basada en conceptos energéticos	BM	-	Fórmula de la Potencia de Flujo Unitaria para flujos cargados de sedimentos. Ha sido aplicada exitosamente en el Río Amarillo de China.
Damgaard et al. (1997)	Empírica, basada en el esfuerzo cortante	BM	$2 \leq \theta/\theta_{CR} \leq 6$	Es válida para pendientes horizontales, suaves o fuertes. Los autores también presentaron un método para incluir los efectos de los lechos con fuertes pendientes en la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948). La ecuación está fundamentada en datos de laboratorio limitados con arena bien gradada de tamaño medio $d = 0,208$ mm.

Fórmula	Fundamento	Tipo ^a	Rango de validez ^b	Comentarios
Karim (1998)	Empírica	BM	$0,137 \leq d \leq 28,65$ $20 \leq C \leq 49,30$ $0,03 \leq D \leq 5,29$ $0,32 \leq U \leq 2,88$ $0,015 \leq S \leq 2,40$ $0,09 \leq F_r \leq 2,08$	La relación de transporte resulta a partir de un ajuste potencial con los datos experimentales obtenidos de ríos naturales y corrientes de laboratorio. Tiene en cuenta las mezclas de sedimentos, incluyendo el ocultamiento de las partículas menores así como la exposición. No es aproximada para lechos parcialmente blindados.

Nomenclatura

C = concentraciones de sedimentos, ppm;

d = diámetro de la partícula, mm;

d₅₀ = tamaño de partícula para el cual el 50% del material según el peso es menor;

D = profundidad de flujo, m;

F_r = Número de Froude;

g = aceleración debida a la gravedad, m/s²;

S_s = gravedad específica del sedimento

θ_{cr} = Parámetro de corte crítico del lecho,

ν = Viscosidad cinemática del agua;

S = pendiente del lecho, %;

S_f = Pendiente energética, %;

u = Velocidad del flujo, m/s;

u* = Velocidad de corte;

W = ancho, m;

Re = Número de Reynolds = $u \cdot d / \nu$;

θ = parámetro de corte del lecho, = $u^{*2} / [(S_s - 1)gd]$;

ρ = Densidad del agua, gr/cm³;

Notas

^a B, es carga de fondo y BM es carga total de material,

^b Rango representativo de los datos que fueron utilizados para derivar las ecuaciones,

^c Descritos por Steven y Yang (1989) y disponible en el U.S. Geological Survey en la página web <http://water.usgs.gov/software/seddisch.html>.

^d WIHEE: Wuhan Institute of Hydraulic and Electric Engineering. China

ANEXO 3. LISTADO DE MODELOS EXISTENTES PARA LA MODELACIÓN DE LOS PROCESOS EROSIVOS

Listado de modelos para estimar la producción de sedimentos clasificados según su fundamento conceptual

NOMBRE	Autor/es inicial/es	Año creación	Ojetivo original de modelación	Tipo
USLE (Universal Soil Loss Equation)	Meyer y Wischmeier	1969	Erosión	Empírico
MUSLE (Modified Universal Soil Loss Equation)	Williams y Berdnt	1975	Erosión	Empírico
RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation)	USDA-ARS	1985	Erosión	Empírico
SLEMSA (Soil Loss Equation nose que South Africa)	Elwell	1978	Erosión	Empírico
TOPMODEL (TOPography based hydrological MODEL)	Beven y Kirkby	1979	Hidrológico	Base Física
CREAMS (Chemicals, Runoff and Erosion from Agricultural Management Systems) (USDA)	Knisel	1980	Calidad de agua	Base Física
ANSWERS (Areal Nonpoint Source Watershed Environmental Response Simulation)	Beasley y otros	1980	Calidad de agua	Base Física
HSPF (Hydrologic Simulation Program Fortran) (EPA)	Johanson y otros	1980	Calidad de agua	Conceptual
EPIC (Erosion/Productivity Impact Calculator) (USDA)	Williams y otros	1983	Erosión	Base Física
MMF (Morgan Morgan Finney Model)	Morgan	1984	Erosión	Empírico
SHE / SHETRAN(Système Hidrologique European)	Abbott y otros	1986	Hidrológico	Base Física
SWRRB /SWRRBWQ (Simulator for Water Resources in Rural Basins) (USDA)	Williams y otros Arnold y Williams	1985 1987	Calidad de agua	Conceptual
GLEAMS (Groundwater Loading Effects of Agricultural Management Systems)(USDA)	Leonard y otros	1987	Erosión	Base Física
AGNPS (Agricultural Non Point Source pollution model)- (USDA)	Young y otros.	1989	Calidad de agua	Conceptual
IHACRES-WQ	Jakeman y otros Dietrich y otros	1990 1999	Calidad de agua	Empírico Conceptual
KINEROS / KINEROS2 (Kinematic runoff and erosion model (USDA)	Woolhiser y otros.	1990-95	Hidrológico	Base Física
EROSION 2D	Schmidt	1991	Erosión	Base Física
PERFECT (Productivity, Erosion and Runoff, Functions to Evaluate Conservation Techniques)	Littleboy y otros	1992	Erosión	Base Física
SWAT (Soil and Water Assessment Tool) (USDA)	Arnold y otros	1993		Base Física
EUROSEM (European soil erosion model)- (UE)	Morgan y otros	1993	Erosión	Base Física

NOMBRE	Autor/es inicial/es	Año creación	Objetivo original de modelación	Tipo
WEPP (Water Erosion Prediction Project)-(USDA)	Flanagan y Nearing	1994	Erosión	Base Física
EROSION 3D - Alemania	Werner	1995	Erosión	Base Física
IQQM (Integrated Water Quantity y Quality Model) - Australia	Department of Land and Water Conservation - DLWC	1995	Calidad de agua	Conceptual
SWIM (Soil and Water Integrated Model) - USA	Krysanova y otros	1996	Erosión	Base Física
SIMWE (Simulation of Water Erosion)	Mitasova y otros	1996	Erosión	Base Física
LISEM (Limburg soil erosion model) Universidad de Utrecht, Países Bajos.	De Roo y otros	1996	Erosión	Base Física
CHILD (Channel Hillslope Integrated Landscape Development) - USA	Tucker y otros	1997	Erosión	Base Física
MEDALUS (Family of models: MEDALUS, MEDRUSH y CSEP)	Kirkby	1998	Erosión	Base Física
GUEST (Griffith University Erosion System Template) - Australia	Rose y otros. Yu y otros	1998 1997	Erosión	Base Física
SEMMED (Soil Erosion Model for Mediterranean Areas) - UE	De Jong y otros	1999	Erosión	Base Física
DWSM (Dynamic Watershed Simulation Model)	Borah	1989/ 1999	Erosión	Base Física
LASCAM (Large Scale Catchment Model)	Viney y Sivapalan	1999	Calidad de agua	Conceptual
CASC2D-SED (CASCade 2 Dimensional SEDiment model)	Johnson y otros	2000	Hidrológico	Base Física
BASINS (Better Assessment Science Integrating Point and Nonpoint Sources) (EPA)	U. S. Environmental Protection Agency	2001	Erosión	Base Física
EMSS (Environmental Management Support System) - Australia	Vertessey y otros Watson y otros	2001 2001	Calidad de agua	Conceptual
SEDNET (SEDiment river NETWORK)	Prosser y otros	2001	Erosión	Empírico Conceptual
TETIS-SED	Universidad Politecnica de Valencia		Hidrológico	Base Física

ANEXO 4
EVENTOS DE PRECIPITACIÓN.

Cuenca Goodwin Creek
Evento del 17 de Octubre de 1981
Inicio del evento 21:10

Dt(min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.04	0.115	0	0	0	0	0	0	0	0.363	0	1.524	0.788	0	0	2.591
15	0.198	0.577	0	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0.185	0.394	0	0	0.152
20	0.198	0.577	0	0	0	0	0	0	0	0.181	0	0.185	0.394	0	0	0.152
25	0.198	0.363	0.085	0	0	0	0	0	0.109	0.181	0	0.185	0.394	0.102	0	0.152
30	0.198	0.363	0.141	0	0.363	0	0	0	0.399	0.464	1.161	0.185	0.739	1.27	1.016	0.726
35	0.198	0.363	1.451	0.762	1.814	2.032	0.406	2.032	0.777	0.889	0.886	0.185	2.117	1.676	1.044	1.137
40	0.198	0.363	0.426	0.769	0.39	0.535	1.646	0.534	0.037	0.578	0.038	0.185	0.032	0	0.071	0.197
45	0.198	0.363	0.088	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	0.037	0.11	0.038	0.185	0.032	0	0.071	0.034
50	0.198	0.363	0.088	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	0.037	0.11	0.038	0.185	0.032	0	0.071	0.034
55	0.198	0.363	0.088	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	0.037	0.11	0.038	0.185	0.032	0	0.071	0.034
60	0.198	0.363	0.088	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	0.037	0.11	0.038	2.397	0.032	0	0.071	0.034
65	0.198	0.363	0.088	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	0.037	1.851	0.038	2.794	0.032	0	0.071	0.034
70	0.198	0.363	0.508	0.037	0.034	0.034	0.103	0.033	3.368	2.286	2.243	1.27	0.032	0	0.183	0.034
75	0.373	0.363	3.233	1.377	0.338	1.591	0.103	0.033	2.997	2.286	1.575	1.963	0.032	0.271	0.127	1.093
80	0.305	0.363	3.233	3.387	0.794	3.925	2.967	3.217	1.88	2.286	1.426	2.425	2.032	0.339	1.451	2.681
85	0.085	1.572	1.975	3.387	0.413	3.191	4.843	1.391	2.331	2.286	1.661	2.286	1.234	0.339	0.708	1.181
90	0.085	1.084	1.661	2.286	0.445	1.092	4.403	0.181	2.406	2.286	1.661	2.078	0.544	1.061	0.444	0.399
95	0.519	2.811	2.091	2.286	0.953	3.175	1.976	1.052	2.406	2.286	2.618	2.378	0.889	1.155	0.794	0.813
100	0.808	3.967	3.81	2.286	0.953	1.27	1.885	1.919	2.406	2.286	2.858	3.579	1.905	1.155	2.56	1.537
105	2.453	4.354	3.81	3.302	3.464	4.144	1.836	4.516	4.657	3.2	3.442	3.579	4.382	5.443	3.002	4.441

Dt(min)	P001	P002	P005	P006	P007	P010	P012	P014	P034	P035	P041	P042	P052	P061	P064	P065
	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)
110	4.921	4.354	4.536	3.734	4.092	4.144	3.084	4.516	3.725	3.429	4.318	2.477	6.033	5.443	4.554	4.995
115	4.413	1.083	2.83	4.953	5.806	4.144	4.681	4.516	2.939	4.242	2.76	0.476	2.54	4.405	4.521	4.995
120	3.429	1.058	0.508	2.362	2.513	3.417	4.572	2.06	0.726	1.473	0.542	0.603	2.032	0.542	2.388	1.434
125	1.334	2.681	1.711	0.635	1.705	0.914	1.81	0.677	1.33	1.473	1.384	0.965	1.27	2.201	0.66	0.962
130	1.207	2.707	2.005	1.293	2.052	2.54	0.476	1.566	1.482	1.473	2.858	2.4	1.058	2.54	2.223	1.651
135	2.642	2.812	2.005	3.925	1.932	2.54	1.732	3.598	2.117	1.473	2.858	2.858	4.022	1.651	1.954	2.159
140	2.032	2.812	2.005	3.925	1.451	3.517	1.732	4.077	3.069	1.473	2.858	3.905	1.111	1.433	1.552	2.159
145	2.057	4.453	4.465	3.925	2.83	3.761	1.87	4.077	3.069	3.556	3.778	4.604	1.937	1.996	2.526	2.667
150	4.225	6.914	5.08	3.925	5.311	3.761	1.905	4.077	5.786	3.556	7.461	5.588	3.902	6.858	4.592	5.105
155	6.435	5.242	7.874	4.849	5.311	3.761	2.349	4.193	5.475	3.556	4.786	2.604	6.812	6.858	4.946	6.223
160	6.435	4.128	3.629	5.08	5.634	3.761	3.016	4.657	4.233	5.624	3.002	2.604	6.812	3.471	4.946	3.389
165	6.231	1.651	2.213	1.016	5.588	2.743	5.886	3.52	1.429	3.297	2.382	2.604	3.979	3.471	4.946	2.681
170	2.709	1.651	1.016	0	5.588	2.064	3.861	1.814	0.857	1.746	1.451	2.604	2.117	3.471	0.762	1.016
175	0.508	0.924	0.61	0.339	0.881	0.625	2.201	0.943	0.699	0.726	0.653	0.635	1.185	0.625	1.094	0.581
180	0.847	1.155	0.762	0.423	1.101	0.782	1.504	1.179	0.873	0.907	0.816	0.635	1.084	0.782	1.368	0.726
185	0.847	1.155	0.762	0.423	1.101	0.782	0.672	1.179	0.873	0.907	0.816	0.635	0.819	0.832	1.213	0.726
190	0.72	1.155	0.83	0.847	1.101	0.782	0.672	0.665	0.857	0.907	0.494	0.508	0.819	1.032	0.593	0.535
195	0.635	1.155	0.847	2.54	1.101	0.782	0.665	0.665	0.847	0.907	0.494	0.457	0.819	1.032	0.593	0.535
200	1.563	1.155	0.847	2.54	1.101	0.782	0.635	0.665	0.847	0.907	0.494	0.381	0.819	1.032	0.656	0.535
205	1.563	1.155	1.185	2.54	1.304	0.782	0.635	0.665	0.847	0.907	1.058	0.363	0.819	1.129	0.907	0.664
210	1.492	1.155	2.54	1.27	1.355	0.782	0.635	1.42	0.847	0.907	2.515	0.293	1.05	1.129	0.907	1.179
215	1.385	1.155	1.693	1.27	1.355	2.399	1.397	1.609	0.847	1.27	1.143	0.293	1.397	1.129	1.052	1.179
220	2.378	0.508	2.498	4.318	3.827	2.173	1.397	1.609	2.015	1.814	1.803	0.281	1.346	2.201	1.379	1.52
225	0.468	0.508	0.889	0	0.635	1.27	1.667	1.41	4.166	1.814	1.397	0.272	2.077	0.401	1.814	2.066
230	0.468	0.508	0.317	0	0.401	2.95	1.667	0.363	1.597	1.742	0.635	0.272	0.224	0.401	0.702	0.423
235	0.468	0.169	0.191	0	0.051	0.391	1.667	0.363	0.435	1.016	0.183	0.49	0.224	0.401	0.423	0.423
240	0.385	0.169	0	0	0.051	0.391	0.785	0.249	0	0	0.071	0.708	0.224	0.321	0.508	0.35

Dt(min)	P001	P002	P005	P006	P007	P010	P012	P014	P034	P035	P041	P042	P052	P061	P064	P065
	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)
245	0.055	0.169	0	0	0.051	0.078	0.564	0.077	0	0	0.071	1.143	0.091	0	0	0.058
250	0.055	0.169	0	0	0.051	0	0.049	0.077	0	0	0.08	0.871	0.058	0	0	0.058
255	0.055	0.169	0.134	0	0.109	0	0.049	0.077	0.156	0	0.115	0.544	0.058	0.092	0	0.058
260	0.055	0.169	0.224	0	0.195	0	0.049	0.077	0.195	0	0.115	0.617	0.058	0.231	0	0.058
265	0.174	0	0.224	0	0.195	0.135	0.049	0.077	0.156	0	0.115	0.397	0.091	0.195	0.145	0.215
270	0.254	0	0.179	0.013	0.039	0.169	0.049	0.077	0	0	0.115	0.238	0.141	0.051	0.181	0.254
275	0.13	0	0	0.067	0	0.169	0.094	0.066	0	0	0.077	0.238	0.101	0.051	0.181	0.051
280	0.048	0	0	0.067	0	0.097	0.106	0.063	0	0	0.067	0.244	0.075	0.051	0	0
285	0.048	0	0	0.067	0	0.079	0.07	0.063	0	0	0.067	0.254	0.075	0.051	0	0
290	0.048	0	0	0.04	0	0.079	0.016	0.064	0	0	0.067	0.254	0.06	0.041	0	0
295	0.048	0	0	0	0	0.032	0.016	0.013	0	0	0	0.161	0	0	0	0
300	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
305	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
310	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
315	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
320	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
325	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
330	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
335	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
340	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
345	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
350	0.048	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
355	0.019	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
360	0	0	0	0	0	0	0.016	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
365	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
370	0	0	0	0	0	0	0.064	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
375	0	0	0	0	0	0	0.079	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0

Anexo 4. Eventos de Precipitación.

Dt(min)	P001	P002	P005	P006	P007	P010	P012	P014	P034	P035	P041	P042	P052	P061	P064	P065
	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)
380	0	0	0	0	0	0	0.079	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
385	0	0	0	0	0	0	0.032	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
390	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
395	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
405	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
410	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
415	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
420	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
430	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
435	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
440	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
445	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
450	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
455	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
460	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
465	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0	0	0
470	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.06	0	0	0	0
475	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
480	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
485	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
490	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
495	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
505	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
510	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0

Anexo 4. Eventos de Precipitación.

[256]

Dt(min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
515	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
520	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.069	0	0	0	0
525	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.014	0	0	0	0

Cuenca Goodwin Creek
Evento del 20 de Septiembre de 1983
Información sobre la precipitación

Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
10	0.19	0.37	0.06	0.20	0.24	0.13	0.08	0.10	0.05	1.22	0.79	0.19	0.38	0.36	0.14	0.15
20	0.19	0.17	0.06	0.20	0.24	0.13	0.08	0.10	0.05	0.05	0.04	0.19	0.38	0.36	0.14	0.15
30	0.19	0.09	0.06	0.20	0.24	0.13	0.08	0.10	0.05	1.63	0.04	0.19	0.06	0.36	0.14	0.15
40	0.19	0.09	0.06	0.16	0.10	0.13	0.08	0.10	0.05	0.66	0.04	0.19	0.06	0.36	0.14	0.15
50	0.51	0.09	0.11	0.00	0.07	0.13	0.08	0.10	0.55	0.10	0.04	0.33	0.06	0.36	0.14	0.15
60	0.00	0.09	0.18	0.00	0.07	0.36	0.08	0.76	0.83	0.10	0.04	0.21	0.06	0.36	0.14	1.81
70	0.00	0.09	0.00	0.00	0.56	0.30	0.10	0.00	0.18	0.69	0.41	0.21	0.53	0.36	0.14	0.00
80	0.00	0.53	0.00	0.00	1.00	0.46	0.11	0.04	1.52	1.27	0.25	0.21	0.00	0.15	1.21	1.21
90	0.00	0.06	0.00	0.10	0.63	1.91	0.11	0.06	0.00	1.14	0.14	0.14	0.16	0.13	0.52	0.88
100	0.76	0.06	0.00	0.74	1.19	0.30	0.11	0.06	0.00	0.31	0.08	0.09	0.54	0.13	0.72	0.46
110	0.25	0.06	0.76	0.35	0.33	0.19	0.11	0.06	0.00	0.08	0.08	0.09	0.13	0.13	0.61	0.00
120	0.18	0.06	1.11	0.39	0.18	0.29	0.95	0.46	0.90	0.08	0.08	0.32	0.08	0.13	0.00	0.34
130	0.22	0.27	0.31	0.13	0.18	0.73	0.66	0.71	1.43	0.08	0.08	0.38	0.08	0.13	0.00	1.38
140	0.17	0.00	0.78	0.13	0.96	1.47	0.42	0.64	0.25	0.08	0.08	0.11	0.52	0.13	1.35	1.50
150	0.12	0.00	0.33	0.13	1.15	0.73	0.90	0.00	0.08	0.08	0.08	0.05	0.64	0.13	1.21	0.40
160	0.21	0.02	0.28	0.24	0.55	0.23	0.35	0.00	0.08	0.14	0.11	0.05	0.44	0.13	0.52	0.16
170	0.34	0.06	0.25	0.35	0.15	0.00	0.31	0.06	0.08	0.33	0.12	0.05	0.15	0.13	0.06	0.16
180	0.34	0.06	0.33	0.41	0.15	0.06	0.14	0.44	0.08	0.11	0.12	0.05	0.15	0.13	0.06	0.31
190	0.20	0.06	1.02	0.54	0.20	0.44	0.54	0.25	0.08	0.00	0.12	0.05	0.15	0.16	0.06	0.32

Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
200	0.00	0.05	0.45	0.05	0.42	0.00	1.11	0.00	0.06	0.00	0.35	0.06	0.52	0.42	0.54	0.00
210	0.00	0.00	0.07	0.06	0.11	0.00	0.33	0.05	0.00	0.44	0.58	0.06	0.00	0.42	0.00	0.00
220	0.00	0.46	0.07	0.19	0.11	0.76	0.15	0.18	0.00	0.64	0.67	0.06	0.00	1.43	0.00	0.51
230	0.00	1.22	0.23	0.00	0.23	0.00	0.15	0.02	0.00	0.57	0.89	0.04	0.38	1.86	0.25	0.06
240	0.00	1.66	0.34	0.00	0.12	0.00	0.25	0.00	0.00	1.37	1.00	0.00	0.38	1.86	0.65	0.08
250	0.00	1.66	0.00	0.30	0.07	0.00	0.43	0.07	0.49	1.14	1.91	0.00	0.00	1.86	0.24	0.08
260	0.00	3.58	0.00	0.30	0.07	0.00	0.27	0.12	0.99	2.24	3.81	0.36	0.00	1.86	0.24	0.09
270	0.00	2.13	0.45	0.23	0.04	0.00	0.30	0.58	0.99	2.74	2.37	1.29	0.00	1.86	0.24	0.11
280	0.13	2.67	0.23	0.18	0.26	0.59	0.12	1.27	0.99	2.10	3.85	1.20	0.23	1.86	0.52	0.25
290	0.43	1.75	0.19	0.00	1.30	1.19	0.00	1.41	1.68	3.87	1.91	2.14	1.38	1.86	1.20	1.52
300	0.71	1.25	0.15	0.00	1.30	1.45	0.00	3.42	1.00	1.19	0.98	4.35	1.79	1.86	1.20	1.52
310	0.00	3.56	0.00	0.10	1.30	3.19	0.00	1.42	3.30	1.02	4.10	3.53	1.39	2.77	1.20	1.46
320	0.81	2.67	0.09	1.17	1.30	1.86	0.00	2.03	2.76	3.23	4.06	3.19	2.59	3.00	1.52	1.46
330	1.56	2.46	0.29	1.43	1.96	1.98	0.00	2.64	3.22	5.04	1.78	3.01	1.69	3.00	1.56	1.46
340	2.03	5.42	1.27	2.51	1.19	3.62	0.96	1.47	2.50	4.69	8.96	1.12	1.69	3.15	1.56	1.46
350	2.75	8.28	1.27	3.33	1.83	1.69	1.20	1.07	0.95	7.89	8.31	2.75	1.69	3.29	1.56	1.46
360	1.84	5.65	1.27	2.72	1.83	0.92	1.20	3.81	1.77	4.50	2.23	5.36	1.69	3.29	1.56	4.54
370	1.52	1.56	3.84	3.73	1.66	3.25	1.94	2.79	6.04	1.35	1.39	2.46	2.98	3.29	2.01	4.03
380	1.59	1.56	2.38	2.43	3.64	4.26	1.36	1.27	3.51	1.21	1.37	10.16	3.55	3.13	4.17	1.61
390	1.27	1.61	3.40	0.99	3.59	2.74	3.73	8.41	10.40	1.21	1.37	7.77	3.37	1.68	4.56	3.65
400	4.66	1.19	2.58	3.39	1.09	8.04	1.88	5.31	5.31	1.21	1.37	2.06	1.34	1.68	0.91	6.68
410	3.18	2.16	0.73	4.66	5.29	5.59	1.27	1.75	1.99	1.99	2.75	0.89	3.49	1.68	4.00	5.21
420	2.33	1.28	2.13	3.63	6.14	1.43	2.74	1.39	1.19	1.96	0.54	0.97	6.69	1.68	6.43	1.60
430	1.10	0.51	4.35	8.15	2.67	1.49	3.89	1.39	1.19	0.56	0.34	1.27	2.46	1.68	5.47	1.60

Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
440	4.71	1.11	2.85	7.87	1.55	1.49	1.69	1.39	1.19	0.65	3.12	1.27	1.56	2.50	1.61	1.60
450	3.49	5.25	7.78	1.27	1.47	1.49	8.89	1.82	1.27	5.23	4.68	2.92	1.56	4.84	1.61	1.60
460	1.69	6.18	6.38	1.27	1.47	2.21	5.74	1.92	2.33	5.82	7.25	0.71	1.56	9.82	1.61	3.19
470	1.57	9.24	1.83	1.35	1.61	2.32	1.49	0.51	0.54	7.49	5.48	0.15	1.42	5.81	1.43	1.15
480	1.50	3.03	1.43	1.36	2.36	0.38	1.49	0.38	0.51	3.81	4.47	3.64	2.53	4.81	3.59	0.48
490	1.47	6.79	1.43	1.35	0.51	1.16	1.49	6.84	4.01	5.72	10.64	4.85	0.74	5.97	0.92	5.36
500	1.76	13.51	1.43	2.71	1.83	8.21	1.49	6.50	4.57	14.22	8.62	6.77	0.60	11.06	0.40	10.16
510	2.60	9.73	1.79	0.46	7.11	4.52	2.86	10.67	7.77	6.72	6.64	6.48	5.23	10.07	3.04	8.94
520	0.69	10.83	1.94	0.46	4.12	11.47	2.30	4.22	6.24	7.97	11.02	3.94	7.72	8.39	9.53	3.30
530	1.34	9.95	0.94	2.76	2.84	3.52	0.51	3.66	4.80	7.97	10.11	12.37	10.16	7.16	7.47	4.94
540	4.23	5.16	0.78	6.33	11.88	3.61	1.93	15.35	8.07	7.94	6.56	6.90	5.16	3.65	4.88	9.47
550	7.94	0.80	4.47	6.20	3.61	12.00	7.62	6.24	9.88	2.59	0.57	8.95	3.39	2.91	3.05	9.47
560	9.24	1.21	5.08	6.01	10.84	7.57	8.03	10.16	6.77	1.02	0.96	9.62	7.37	1.79	6.55	9.47
570	3.63	2.23	11.31	4.44	9.02	9.67	6.87	10.16	14.09	0.35	0.58	9.62	10.03	0.79	8.64	11.49
580	5.16	0.42	7.78	11.08	8.03	9.67	2.95	8.47	6.89	0.19	0.19	4.13	10.03	0.36	7.67	5.50
590	11.28	0.39	7.39	8.29	9.96	9.67	5.26	2.17	1.82	0.19	0.19	1.08	10.03	0.36	11.54	3.80
600	11.28	0.47	7.39	9.30	5.93	4.08	13.46	0.71	0.97	0.25	0.19	0.30	7.58	0.36	5.25	0.16
610	11.28	1.46	8.73	10.16	4.85	1.23	4.12	2.23	0.89	0.27	1.35	0.64	2.62	0.36	4.77	0.98
620	5.46	0.20	9.62	10.16	0.54	1.33	10.61	1.09	0.16	0.29	0.00	0.00	4.23	0.75	5.76	2.07
630	5.01	0.78	9.62	2.60	2.14	0.88	9.23	0.42	0.16	0.15	0.00	0.00	0.76	0.92	0.16	0.89
640	2.71	0.30	8.72	1.05	1.47	0.41	7.70	0.13	0.16	2.70	2.29	0.00	0.87	0.92	0.52	0.45
650	0.21	0.23	2.05	0.56	1.35	0.00	3.70	1.75	0.16	0.51	0.00	0.19	1.73	0.92	0.67	2.64
660	1.06	0.23	1.12	0.23	0.28	0.00	0.64	0.65	1.59	0.32	0.05	0.57	0.20	0.79	0.33	0.25
670	0.79	0.23	1.77	0.23	1.09	0.51	2.43	0.12	3.74	0.32	0.15	0.00	0.20	0.49	0.24	0.11

Cuenca Goodwin Creek

Evento del 28 de Agosto de 1982

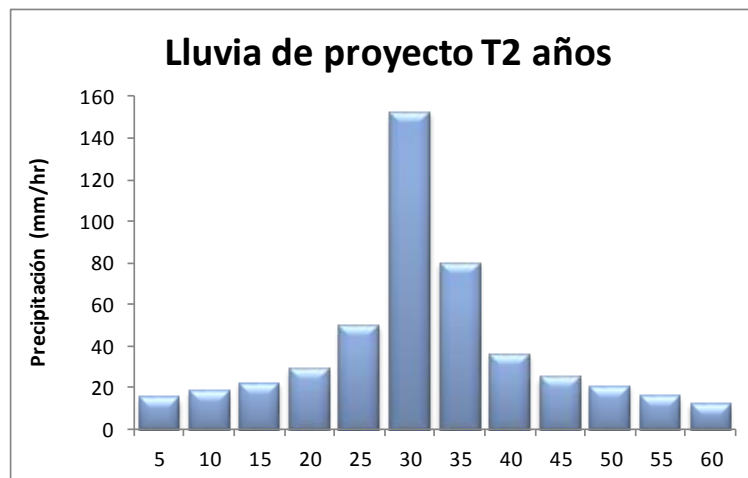
Información sobre la Precipitación

Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
5	0.76	1.12	0.13	0.38	0.16	0.11	1.27	0.51	0.21	0.23	0.08	0.21	0.21	0.27	3.56	0.23
10	1.46	3.07	0.13	0.38	2.34	0.11	1.06	0.00	4.90	0.23	0.08	4.51	0.60	0.27	3.56	0.23
15	1.59	3.07	1.45	0.10	5.62	1.44	0.23	4.43	6.07	5.89	0.08	9.75	0.23	0.42	0.64	5.38
20	0.09	1.17	4.14	0.10	0.51	3.18	0.23	5.54	1.06	2.96	2.54	7.98	0.23	1.02	2.65	3.97
25	0.11	0.69	3.73	4.01	3.30	0.76	6.51	3.91	0.89	2.04	5.50	4.11	3.35	0.92	5.67	4.77
30	3.02	0.79	6.77	9.88	7.14	6.35	4.41	2.82	0.53	1.81	7.74	2.22	3.35	0.54	5.67	5.97
35	4.96	1.02	7.84	6.49	5.76	6.10	3.96	1.52	1.70	0.46	3.99	3.28	1.94	0.97	5.05	6.58
40	3.09	2.54	8.54	4.57	3.68	5.93	4.95	0.95	2.18	1.80	1.25	0.32	1.59	1.57	4.13	7.50
45	1.85	0.93	14.27	5.59	6.02	11.35	1.60	0.95	0.00	2.86	0.56	0.32	1.26	3.56	2.35	9.31
50	1.25	0.52	1.15	1.62	4.32	0.76	0.41	0.29	6.60	2.54	1.02	0.32	0.49	2.53	2.79	3.81
55	0.36	0.52	1.15	0.48	1.06	1.02	4.04	0.16	1.27	1.27	0.13	0.97	0.18	1.00	0.42	3.65
60	0.36	0.31	0.38	0.89	0.28	3.13	4.04	0.23	1.27	1.59	0.13	3.01	1.63	1.00	0.42	3.65
65	4.89	0.00	0.18	0.95	0.08	1.55	1.32	0.23	1.92	0.95	0.15	1.21	1.51	0.55	0.42	3.65
70	7.90	2.03	0.18	0.95	0.08	0.53	1.59	0.23	2.36	1.13	0.15	1.59	0.79	0.25	0.42	0.81
75	5.98	2.54	0.18	0.95	1.23	1.91	1.12	0.23	2.36	1.85	0.15	2.16	0.29	2.77	0.59	0.10
80	5.51	2.54	1.09	0.95	1.64	1.91	0.85	1.81	5.72	1.85	0.15	2.09	0.16	3.79	0.51	0.21
85	0.91	2.31	1.30	0.95	0.21	2.55	0.85	2.86	2.95	6.17	0.15	1.81	0.16	3.63	1.75	0.67
90	0.91	1.37	0.71	2.82	3.94	0.14	1.57	2.86	1.10	2.90	0.54	3.03	0.16	3.63	3.68	0.67
95	0.91	1.37	2.19	4.06	3.94	0.14	4.45	2.35	3.33	1.28	3.16	0.95	0.16	0.85	3.68	0.67
100	0.90	0.74	3.18	4.06	3.94	1.88	4.45	4.06	1.66	3.49	4.26	0.61	4.80	0.85	3.68	0.67
105	0.90	0.32	8.71	2.24	3.94	4.49	4.45	3.71	0.46	2.16	1.17	0.52	4.39	0.85	3.81	4.23

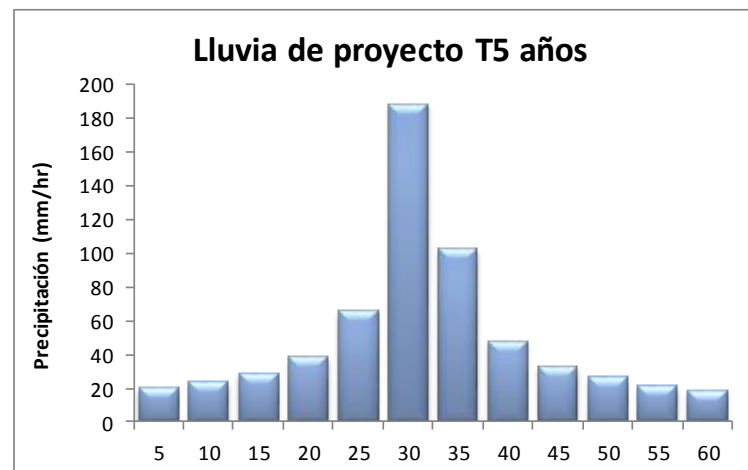
Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
110	0.90	0.32	4.34	1.02	3.97	4.49	3.74	0.71	0.14	0.66	0.83	0.52	5.29	0.80	4.02	4.72
115	0.86	0.32	1.43	1.05	2.55	4.22	0.91	0.43	0.14	0.25	0.83	0.52	7.22	0.73	4.02	4.84
120	0.85	0.32	0.38	1.07	0.42	3.81	2.47	0.25	0.14	0.25	0.83	0.52	0.53	0.73	0.43	4.84
125	1.90	0.32	0.38	1.07	0.42	0.56	0.19	0.25	0.31	0.25	0.83	0.52	0.53	0.57	0.43	2.22
130	1.60	0.32	1.91	0.32	0.42	0.91	0.19	0.25	0.29	0.48	0.83	0.52	0.75	0.46	0.43	0.48
135	0.34	0.32	0.58	0.32	0.42	1.88	0.19	0.25	0.29	0.22	0.83	0.52	0.80	0.71	0.43	0.45
140	0.34	0.89	0.24	0.32	0.42	0.28	0.19	0.25	0.29	0.12	0.83	0.38	0.80	1.09	0.43	0.45
145	0.25	0.90	0.24	0.32	0.42	0.28	0.19	0.30	0.29	0.12	0.83	0.38	0.80	0.20	0.43	0.45
150	0.18	0.35	0.24	0.28	0.26	0.28	0.19	0.39	0.29	0.12	0.67	0.38	0.14	0.20	0.43	0.39
155	0.18	0.35	0.24	0.13	0.22	0.28	0.19	0.39	0.29	0.12	0.42	0.38	0.14	0.20	0.35	0.34
160	1.90	0.35	0.21	0.13	0.22	0.18	0.19	0.39	0.29	0.12	0.32	0.38	0.16	0.20	0.23	0.34
165	1.08	0.35	0.19	0.13	0.22	0.11	0.19	0.39	0.29	0.20	0.24	0.38	0.27	0.20	0.23	0.34
170	0.26	1.27	0.19	0.13	0.22	0.11	0.19	0.39	0.29	0.53	0.24	0.38	0.34	1.65	0.23	0.34
175	0.26	1.27	0.19	0.13	0.22	0.11	0.21	0.39	0.30	0.53	0.24	0.38	0.34	1.65	0.23	0.34
180	0.26	0.13	0.37	0.46	0.22	0.11	0.30	0.59	0.32	0.53	0.24	0.37	0.34	0.13	0.23	0.34
185	0.48	0.13	0.49	0.95	0.81	0.11	0.30	1.41	0.32	0.35	0.30	0.36	0.34	0.13	0.23	0.35
190	0.25	0.13	0.49	0.95	0.81	0.11	0.30	0.88	0.32	0.07	0.37	0.36	0.78	0.13	0.55	0.35
195	0.16	0.13	0.51	0.79	0.36	0.53	0.22	0.09	0.32	0.07	0.37	0.34	1.43	0.14	0.34	0.35
200	0.16	0.29	0.51	0.15	0.25	0.64	0.20	0.09	0.24	0.07	0.37	0.30	0.42	0.15	0.14	0.35
205	0.16	0.29	0.22	0.15	0.25	0.22	0.20	0.20	0.28	0.23	0.37	0.30	0.17	0.15	0.14	0.19
210	0.16	0.29	0.22	0.15	0.25	0.12	0.20	0.28	0.19	0.35	0.37	0.30	0.17	0.15	0.14	0.08
215	0.16	0.29	0.22	0.30	0.24	0.12	0.20	0.28	0.13	0.27	0.37	0.30	0.28	0.15	0.30	0.08
220	0.13	0.29	0.22	0.34	0.24	0.12	0.20	0.28	0.13	0.17	0.38	0.30	0.31	0.15	0.30	0.16
225	0.09	0.12	0.22	0.34	0.24	0.18	0.20	0.28	0.13	0.17	0.39	0.30	0.31	0.15	0.30	0.27
230	0.09	0.07	0.27	0.34	0.24	0.27	0.20	0.28	0.13	0.17	0.39	0.20	0.31	0.15	0.30	0.27
235	0.04	0.07	0.25	0.34	0.24	0.27	0.20	0.24	0.13	0.17	0.39	0.14	0.31	0.15	0.30	0.27

Dt (min)	P001 P(mm)	P002 P(mm)	P005 P(mm)	P006 P(mm)	P007 P(mm)	P010 P(mm)	P012 P(mm)	P014 P(mm)	P034 P(mm)	P035 P(mm)	P041 P(mm)	P042 P(mm)	P052 P(mm)	P061 P(mm)	P064 P(mm)	P065 P(mm)
240	0.00	0.07	0.25	0.34	0.17	0.27	0.20	0.07	0.13	0.00	0.39	0.14	0.31	0.15	0.30	0.27
245	0.00	0.07	0.17	0.00	0.06	0.27	0.08	0.07	0.00	0.00	0.01	0.14	0.11	0.15	0.25	0.27
250	0.00	0.07	0.00	0.00	0.06	0.27	0.05	0.07	0.00	0.00	0.01	0.00	0.11	0.15	0.00	0.27
255	0.00	0.07	0.00	0.00	0.06	0.12	0.05	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.11	0.15	0.00	0.12
260	0.00	0.03	0.00	0.00	0.06	0.08	0.05	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.11	0.15	0.00	0.08
265	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.08	0.05	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.09	0.15	0.00	0.08
270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.15	0.00	0.08
275	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
280	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
285	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
290	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
295	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
300	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
305	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
310	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
315	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
320	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
325	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
330	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
335	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
340	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
345	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
350	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
355	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

T2						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	152,3	12,7	12,7	1,3	15,2	1,3
10	116,1	19,4	6,7	1,5	18,5	2,8
15	94,0	23,5	4,2	1,8	22,1	4,7
20	79,5	26,5	3,0	2,4	29,0	7,1
25	69,4	28,9	2,4	4,2	49,8	11,2
30	62,0	31,0	2,1	12,7	152,3	23,9
35	56,3	32,8	1,8	6,7	79,9	30,6
40	51,8	34,5	1,7	3,0	36,0	33,6
45	48,1	36,1	1,5	2,1	25,0	35,7
50	44,9	37,4	1,3	1,7	20,3	37,3
55	42,2	38,7	1,3	1,3	16,1	38,7
60	39,7	39,7	1,0	1,0	12,2	39,7



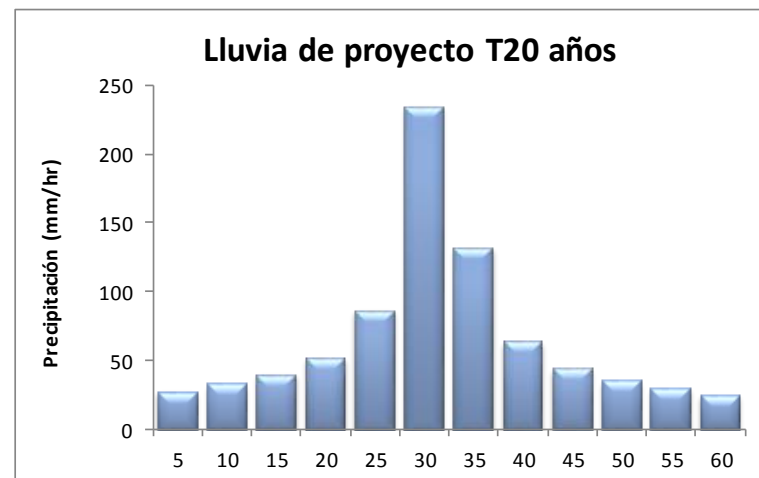
T5						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	188,2	15,7	15,7	1,7	20,1	1,7
10	145,2	24,2	8,5	2,0	23,9	3,7
15	118,6	29,7	5,5	2,4	28,7	6,1
20	100,9	33,6	4,0	3,2	38,4	9,3
25	88,4	36,8	3,2	5,5	65,4	14,7
30	79,1	39,6	2,7	15,7	188,2	30,4
35	71,9	41,9	2,4	8,5	102,2	38,9
40	66,2	44,1	2,2	4,0	47,8	42,9
45	61,5	46,1	2,0	2,7	32,6	45,6
50	57,5	47,9	1,8	2,2	26,3	47,8
55	54,1	49,6	1,7	1,8	21,5	49,6
60	51,1	51,1	1,5	1,5	18,1	51,1



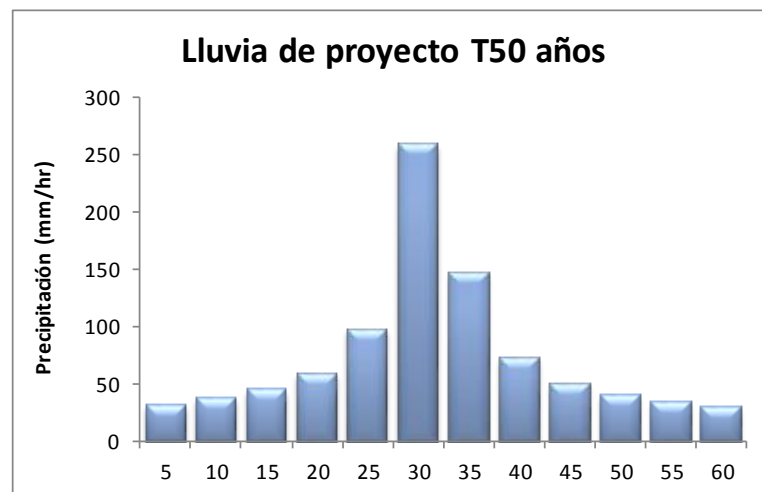
T10						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	212,4	17,7	17,7	2,0	23,5	2,0
10	164,9	27,5	9,8	2,3	27,7	4,3
15	135,3	33,8	6,3	2,8	34,2	7,1
20	115,4	38,5	4,6	3,7	44,9	10,9
25	101,3	42,2	3,7	6,3	76,1	17,2
30	90,9	45,5	3,2	17,7	212,4	34,9
35	82,8	48,3	2,8	9,8	117,4	44,7
40	76,3	50,9	2,6	4,6	55,7	49,3
45	70,9	53,2	2,3	3,2	38,9	52,6
50	66,4	55,3	2,2	2,6	30,8	55,1
55	62,5	57,3	2,0	2,2	25,9	57,3
60	59,1	59,1	1,8	1,8	21,7	59,1



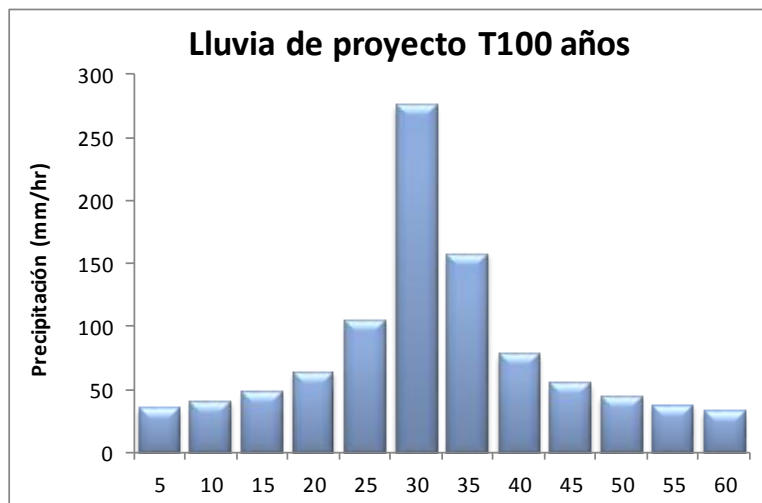
T20						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	234	19,5	19,5	2,3	27,2	2,3
10	182,5	30,4	10,9	2,7	32,3	5,0
15	150,2	37,6	7,1	3,3	39,2	8,2
20	128,5	42,8	5,3	4,3	51,5	12,5
25	113,1	47,1	4,3	7,1	85,6	19,7
30	101,5	50,8	3,6	19,5	234	39,2
35	92,6	54,0	3,3	10,9	131	50,1
40	85,4	56,9	2,9	5,3	63,4	55,4
45	79,5	59,6	2,7	3,6	43,5	59,0
50	74,5	62,1	2,5	2,9	35	61,9
55	70,2	64,4	2,3	2,5	29,5	64,4
60	66,4	66,4	2,1	2,1	24,6	66,4



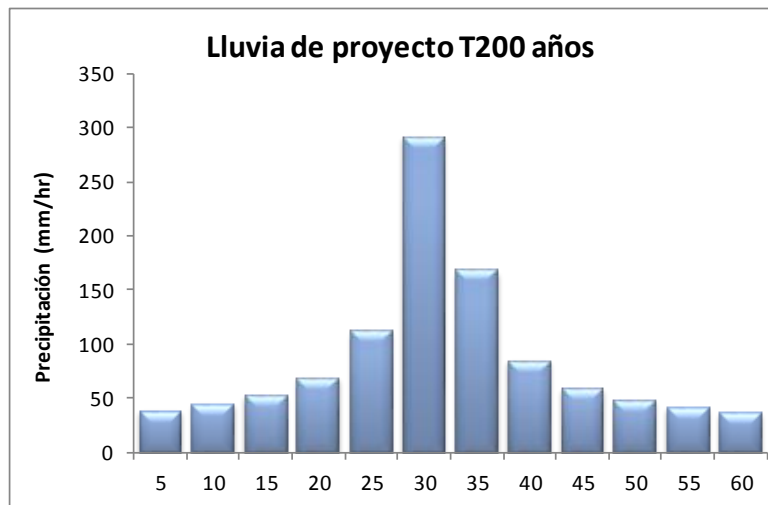
T50						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	258,9	21,6	21,6	2,6	31,3	2,6
10	202,9	33,8	12,2	3,1	37,6	5,7
15	167,7	41,9	8,1	3,7	44,7	9,5
20	143,8	47,9	6,0	4,9	58,8	14,4
25	126,8	52,8	4,9	8,1	97,3	22,5
30	114,0	57,0	4,2	21,6	258,9	44,1
35	104,1	60,7	3,7	12,2	146,9	56,3
40	96,1	64,1	3,3	6,0	72,1	62,3
45	89,6	67,2	3,1	4,2	50,0	66,5
50	84,1	70,1	2,9	3,3	40,1	69,8
55	79,3	72,7	2,6	2,9	34,6	72,7
60	75,2	75,2	2,5	2,5	30,1	75,2



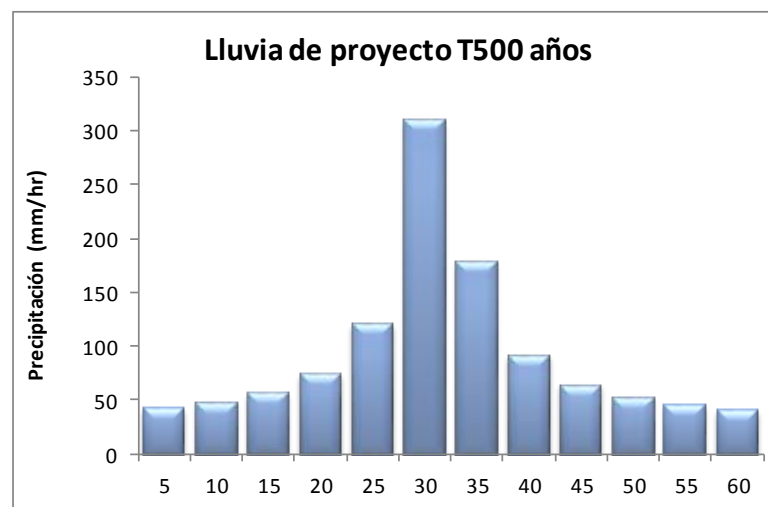
T100						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	275,6	23,0	23,0	3,0	35,6	3,0
10	216,6	36,1	13,1	3,4	40,5	6,3
15	179,4	44,9	8,8	4,0	48,3	10,4
20	154,1	51,4	6,5	5,3	63,6	15,7
25	136	56,7	5,3	8,8	105	24,4
30	122,5	61,3	4,6	23,0	275,6	47,4
35	111,9	65,3	4,0	13,1	157,6	60,5
40	103,5	69,0	3,7	6,5	78,2	67,0
45	96,5	72,4	3,4	4,6	55,0	71,6
50	90,6	75,5	3,1	3,7	44,7	75,3
55	85,6	78,5	3,0	3,1	37,5	78,5
60	81,2	81,2	2,7	2,7	32,8	81,2



T200						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	290,8	24,2	24,2	3,2	38,4	3,2
10	229,1	38,2	14,0	3,7	44,5	6,9
15	190,0	47,5	9,3	4,4	52,5	11,3
20	163,5	54,5	7,0	5,7	68,5	17,0
25	144,5	60,2	5,7	9,3	111,8	26,3
30	130,2	65,1	4,9	24,2	290,8	50,5
35	119,1	69,5	4,4	14,0	167,4	64,5
40	110,2	73,5	4,0	7,0	84,0	71,5
45	102,9	77,2	3,7	4,9	58,7	76,4
50	96,7	80,6	3,4	4,0	47,9	80,4
55	91,4	83,8	3,2	3,4	40,9	83,8
60	86,8	86,8	3,0	3,0	36,2	86,8



T500						
tiempo (min)	Intensidad (mm/h)	Acumulada (mm)	Incremental (mm)	Centrada (mm)	Incremental (mm)	Acumulada (mm)
5	308,9	25,7	25,7	3,5	42,5	3,5
10	244	40,7	14,9	4,0	48,2	7,6
15	202,9	50,7	10,1	4,8	57	12,3
20	174,9	58,3	7,6	6,2	73,9	18,5
25	154,7	64,5	6,2	10,1	120,7	28,5
30	139,6	69,8	5,3	25,7	308,9	54,3
35	127,8	74,6	4,8	14,9	179,1	69,2
40	118,4	78,9	4,4	7,6	90,9	76,8
45	110,6	83,0	4,0	5,3	64,1	82,1
50	104,1	86,8	3,8	4,4	52,6	86,5
55	98,5	90,3	3,5	3,8	45,6	90,3
60	93,7	93,7	3,4	3,4	40,9	93,7



ANEXO 5

Publicaciones

Zambrano Nájera, J., Gómez Valentín, M. (2014). Modeling of erosion and Sediment transport in small Urbana Areas using a single-event, physical model. 13th International Conference on Urban Drainage, Sarawak, Malaysia, 7-12 September, 2014.

Zambrano Nájera, J. Gómez Valentín, M. (2014). Evaluación Comparativa de dos Modelos Sedimentológicos Distribuidos con Aplicación en una Cuenca. XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Chile.

Zambrano Nájera, J., Gómez Valentín, M. (2012). Fundamentos de la modelación física en la erosión hídrica. Ago. 14 – 17 2012. *Memorias XX Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología.* Barranquilla, Colombia.

Zambrano Nájera, J., (2012). La Vulnerabilidad de las Redes de Drenaje y el impacto de los sedimentos urbanos sobre éstas. Boletín ambiental. IDEA. N° 108.

Zambrano Nájera, J., Gómez Valentín, M. (2011). Estimación de la producción y transporte de sedimentos en cuencas urbanas a escala de evento mediante modelos de base física distribuidos. Variación en la respuesta sedimentológica a la resolución de los datos de entrada. *Memorias del 2nd Spain National Young Water Professionals Conference*. IWA. Jun 15-17 2011. Madrid, España.

Zambrano Nájera, J., Gómez Valentín, M. (2011). Estimación de la producción y transporte de sedimentos en cuencas urbanas pequeñas a escala de evento mediante un modelo de base física basado en SIG. *II Jornadas de Ingeniería del Agua*. Oct 05 2011. Barcelona, España.