



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Análisis de caudales y precipitaciones de los ríos Tomebamba y
Yanuncay**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:

BERNARDO JOSÉ BURBANO ABRIL

Director:

CARLOS JAVIER FERNÁNDEZ DE CORDOVA WEBSTER

CUENCA, ECUADOR

2015

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a las distintas a las instituciones y personas que gracias a su considerable aporte hicieron posible la consecución de este trabajo.

A la Empresa de Telecomunicaciones, Alcantarillado y Agua Potable de Cuenca por la información provista para la realización de este estudio. A mis profesores, al personal de la Universidad del Azuay y en especialmente el Ing. Javier Fernández de Córdova, cuya dirección y conocimiento propiciaron el desarrollo del presente estudio. Al Ing. Boris Abril así mismo por su conocimiento, apoyo e interés en la elaboración de este trabajo.

A todos los aquí mencionados les expreso mi más sincera gratitud.

DEDICATORÍA

El presente estudio se lo dedico a: mis padres, Alexandra y Pablo quienes me otorgaron su incesante aliento y que a la vez fueron el puntal de esta etapa de mi vida; a mi hermano Andrés y a mis abuelos Claudio y Esperanza por su siempre abnegado cariño, y por último, a mi tío Boris por haber sido mi guía a lo largo de este trayecto, así como fuente de inspiración.

“Nuestras plegarias no son respondidas cuando se no das lo que pedimos, pero si cuando somos retados a ser quienes queremos ser.”

Morris Adler

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDOS	Pág.
AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORÍA	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE ANEXOS	x
RESUMÉN	xii
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	2
1.1.1 Antecedentes	2
1.1.2 Justificación	3
1.1.3 Alcance	7
1.2 Objetivos	9
1.2.1 Objetivo general.....	9
1.2.2 Objetivos específicos	9
CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO.....	10
2.1 Observaciones sobre los datos provistos	10
2.2 Metodología propuesta	11

2.2.1 Fase de análisis	11
2.2.2 Procesamiento	17
2.2.3 Modelación	25
2.2.4 Metodología empleada, diagrama de flujo	27
CAPÍTULO III: MODELACIÓN	30
3.1 Clasificación de los modelos	30
3.1.1 Modelos físicos y matemáticos.....	30
3.1.2 Modelación de eventos o modelación continua.....	31
3.1.3 Modelos distribuidos o promediados en el espacio	31
3.1.4 Modelos empíricos o conceptuales	31
3.1.5 Modelos basados en parámetros medidos u observados.....	31
3.1.6 Modelos y programas computacionales.....	32
3.2 Modelo lluvia-escorrentía.....	32
3.2.1 Proceso de lluvia-escorrentía según HEC – HMS	33
3.2.2 Clasificación de los modelos lluvia-escorrentía en HEC – HMS	33
3.2.3 Datos de entrada empleados en el modelo lluvia-escorrentía.....	35
3.2.4 Componentes del modelo lluvia-escorrentía de la cuenca del Yanuncay..	38
3.2.5 Modelos seleccionados para el proceso de lluvia-escorrentía	39
3.2.6 Valores empleados al ajustar el modelo lluvia-escorrentía	44
3.3 Modelación de tránsito de hidrogramas	50
3.3.1 Aspectos básicos	50
3.3.2 Modelos hidrológicos e hidráulicos	51
3.3.3 Limitaciones de los modelos desarrollados en HEC – HMS.....	57
3.3.4 Pruebas en modelos	59
3.4 Sistema de Modelación Hidrológica del USACE	75

CAPÍTULO IV: RESULTADOS DE LA MODELACIÓN	76
4.1 Resultados del modelo lluvia-escorrentía.....	76
4.2 Resultado del modelo hidrodinámico para los eventos del modelo lluvia- escorrentía	79
4.2.1 Observaciones sobre los resultados del modelo hidrodinámico para los eventos del modelo lluvia- escorrentía	80
4.3 Resultados del modelo hidrodinámico para los eventos de tránsito puro	80
4.3.1 Observaciones sobre los resultados del modelo hidrodinámico para los eventos de tránsito puro	81
CONCLUSIONES.....	84
RECOMENDACIONES.....	90
BIBLIOGRAFÍA.....	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Estaciones utilizadas en el trabajo	7
Tabla 2-1: Valores obtenidos en el procesamiento de la información mensual de las estaciones	24
Tabla 2-2: Resumen del procesamiento de la información mensual de las estaciones	24
Tabla 2-3: Resumen del procesamiento de la información histórica de las estaciones	24
Tabla 3-1: Clasificación de modelos de pérdida	34
Tabla 3-2: Clasificación de modelo de escorrentía directa	35
Tabla 3-3: Coordenadas de las estaciones del Yanuncay empleadas en la modelación	36
Tabla 3-4: Eventos utilizados en el modelo lluvia-escorrentía	38
Tabla 3-5: Coordenadas del hidrograma unitario del SCS.....	43
Tabla 3-6: Tiempos de concentración para la cuenca alta del Yanuncay	44
Tabla 3-7: Características de la cuenca del Yanuncay.....	45
Tabla 3-8: Tiempos de concentración calculados para la cuenca baja del Yanuncay	45
Tabla 3-9: Resultados y valores registrados de la estación mixta de Pucán, según tiempo de concentración	46
Tabla 3-10: Resultados y valores registrados de la estación mixta de AJ Tarqui, según tiempo de concentración	46
Tabla 3-11: Números de curva empleados en el estudio de la cuenca del Tarqui	47
Tabla 3-12: Números de curva empleados en el trabajo, tomados del SCS	47
Tabla 3-13: Números de curva ponderados calculados para los dos subcuencas	48
Tabla 3-14: Condiciones de humedad antecedente	48
Tabla 3-15: Condiciones de humedad antecedente en el Yanuncay según evento	49
Tabla 3-16: Casos del FSR según pendiente de fondo.....	70
Tabla 3-17: Porcentaje de conservación de volumen según modelo	70
Tabla 3-18: Características del tramo	73
Tabla 19: Eventos de tránsito puro	75
Tabla 4-1: Resultados del modelo lluvia-escorrentía.....	76
Tabla 4-2: Valores obtenidos del modelo lluvia-escorrentía para la Subcuenca Alta	77

Tabla 4-3: Volumen de escorrentía observado y calculado en la Subcuenca Alta	77
Tabla 4-4: Valores obtenidos del modelo lluvia-escorrentía para la Subcuenca Baja	78
Tabla 4-5: Volumen de escorrentía observado y calculado en la Subcuenca Baja	78
Tabla 4-6: Resultados del tránsito en los eventos de lluvia-escorrentía	79
Tabla 4-7: Valores obtenidos en el tránsito puro para los eventos seleccionados, usando un $n = 0.035$	80
Tabla 4-8: Valores obtenidos en el tránsito puro para los eventos seleccionados, usando un $n = 0.05$	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Influencia de tributarios no monitoreados.....	13
Figura 1-2: Posible fallo de las estaciones	14
Figura 2-3: Congruencia entre datos de lluvia y caudal.....	15
Figura 2.4: Datos de precipitación insuficientes	16
Figura 2-5: Diagrama de flujo de la primera fase de análisis	27
Figura 2-6: Diagrama de flujo de la fase de procesamiento.....	28
Figura 7: Diagrama de flujo de la segunda fase de análisis	29
Figura 3-1: Ubicación de las estaciones del Yanuncay.....	36
Figura 3-2: Subcuencas empleadas en el modelo lluvia-escorrentía	39
Figura 3-3: Precipitación versus precipitación efectiva según CN	41
Figura 3-4: Hidrograma unitario del SCS	43
Figura 3-5: Atenuación y tránsito en hidrogramas.....	51
Figura 3-6: Variación del almacenamiento respecto al tiempo.....	52
Figura 3-7: Volumen de cuña según los valores de I y O	61
Figura 3-8: Abaco para estimar el valor de X en función de K y el intervalo de tiempo.....	63
Figura 3-9: Ubicación georreferenciada de las estaciones y el tránsito	73
Figura 4-1: Tiempo de llegada según el valor de n.....	82
Figura 4-2: Convección en el tramo según el valor de n.....	82
Figura 4-3: Difusión en el tramo según el valor de n.....	83

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO I: CÓDIGO ESCRITO EN VISUAL BASIC PARA EL ANÁLISIS DE DATOS.....	95
ANEXO II: MAPA DE USO DE SUELOS.....	108
ANEXO III: PRUEBAS DEL FSR.....	110
ANEXO IV: RESULTADOS E HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HEC-HMS.....	112

ANÁLISIS DE CAUDALES Y PRECIPITACIONES DE LOS RÍOS TOMBAMBA Y YANUNCAY

RESUMEN

El propósito del estudio ha sido realizar el análisis y procesamiento de la información pluviométrica y limnimétrica disponible del Tomebamba y Yanuncay, para así aportar al desarrollo de medidas no estructurales guiadas a reducir la vulnerabilidad del cantón Cuenca ante las crecidas en estos ríos. En el estudio se incluyó una fase de modelación hidrológica; en esta etapa se determinó que los modelos reflejan de manera razonable el proceso de escorrentía y el tránsito de los hidrogramas, según la precisión espacial y temporal de los registros de tormentas, evidenciándose la relevancia del monitoreo de los ríos y sus cuencas.

Palabras Clave: crecidas, pluviométrica, limnimétrica, modelación, lluvia-escorrentía, hidrogramas.



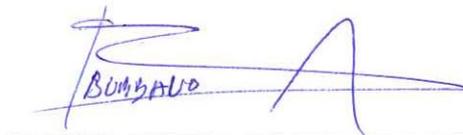
Carlos Javier Fernández de Cordova Webster

Director de Tesis



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Bernardo José Burbano Abril

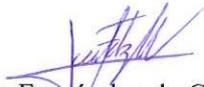
Autor

ANALYSIS OF FLOW AND RAINFALL OF YANUNCAY AND TOMBAMBA RIVERS

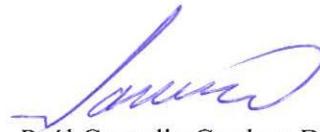
ABSTRACT

The purpose of the study was the analysis and processing of rainfall rate and water level data of the *Tombamba* and *Yanuncay* Rivers in order to contribute to the development of non-structural measures aim at reducing the vulnerability of the canton Cuenca during the floods of these rivers. The study includes a hydrologic model phase. At this stage it was determined that the models reasonably reflect the runoff process and flow hydrographs according to the spatial and temporal accuracy of storm records; demonstrating the significance of monitoring rivers and their watersheds.

Keywords: Floods, Rainfall, Water Level, Modeling, Precipitation-Runoff, Hydrographs.

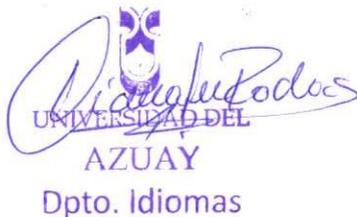


Carlos Javier Fernández de Cordova Webster
Thesis Director



Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director

Bernardo José Burbano Abril
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Burbano Abril Bernardo José

Trabajo de Graduación

Ing. Carlos Javier Fernández de Córdova Webster

Enero, 2016

“ANÁLISIS DE LOS CAUDALES Y PRECIPITACIONES DE LOS RÍOS TOMBAMBA Y YANUNCAY”

INTRODUCCIÓN

Los ríos deben ser considerados como un recurso, pero debido a su naturaleza también deben ser vistos como un potencial riesgo. Distintas civilizaciones han florecido gracias a la abundancia que los ríos traen a los territorios que estos riegan. A lo largo de la historia la humanidad ha conciliado un modo de vida que hiciera posible el empleo de los recursos de las riveras y a la vez coexistir con el peligro de habitar en sus cercanías.

La hidrología permite aprovechar los recursos que ofrecen los ríos y describir la propensión de los cursos de agua a generar efectos nocivos en sus riveras, por lo que, los estudios hidrológicos se traducen en una mejor administración del recurso hídrico y a la vez aportan a la consecución de medidas conducidas a la reducción del riesgo.

Las características geográficas del territorio en que se ubica el cantón Cuenca propician que sus ríos presenten crecidas de considerable magnitud, relativamente, y más aún que estas se propaguen rápidamente a lo largo de sus cauces. El presente trabajo se hace con el propósito de contribuir a la comprensión del comportamiento de los ríos en cuestión, así como, a la formulación de estudios más detallados y a las consiguientes medidas que se puedan formular a partir de los mismos.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1.1 Antecedentes

Según se conoce no existen estudios realizados en las cuencas del Yanuncay y del Tomebamba, que al igual que este trabajo, hayan tenido como propósito encontrar y contrastar la relación entre los valores precipitación en la cuenca y los valores de descarga en sus cauces principales.

Este estudio, como parte de sus objetivos, pretende definir el rango de tiempo en el que una crecida tardaría en propagarse desde la estación de Pucán hasta la estación de AJ Tarqui, ubicada en las inmediaciones de la escuela de bomberos de la ciudad de Cuenca. En este trabajo se planteó realizar el análisis de la información, registrada por las estaciones pluviométricas y limnimétricas en las cuencas del Tomebamba y Yanuncay. Posteriormente estos datos serían empleados en la modelación hidrológica de ciertos eventos representativos en la cuenca del río Yanuncay.

El programa que fue empleado en la fase de modelación de este estudio, es el HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros Civiles del Ejército de EEUU o USACE por sus siglas en inglés. El sistema utilizado muestra una amplia flexibilidad, ya que en su entorno se puede realizar cualquiera de los dos tipos de modelación. (ESTRADA & Pacheco, 2012)

Al considerar la escala de tiempo como parámetro de clasificación, la modelación de procesos hidrológicos se puede subdividir tanto en modelación de eventos como en modelación continua. El empleo de uno u otro tipo de modelo, se hará en virtud de la información que se desee obtener.

En esencia, la modelación de eventos describe cómo una cuenca responde ante una determinada tormenta. En contraste, la modelación continua no describe un único evento de lluvia, sino varios eventos incluyendo los periodos secos intermedios, por lo que permite determinar los efectos acumulativos que las tormentas tienen en la cuenca,

debido a esto, este tipo de modelación es empleada para determinar el balance hídrico de una cuenca. (CHU & Steinman, 2009)

En función de los objetivos que en este trabajo se persiguieron, la selección natural fue la modelación de eventos, ya que, para los fines del estudio los datos de interés se debían obtener en distintos eventos singulares descritos en los registros de las estaciones. Como ya se ha mencionado, se realizó la modelación hidrológica de distintos eventos representativos partiendo de los registros previamente analizados, esta clase de modelación permitió, entre otras cosas, conocer ciertos parámetros de interés, como los caudales pico, el tiempo en que se registró el pico en las estaciones en la cuenca, etc.

Al hablar de eventos representativos, se hace referencia a las avenidas que se han suscitado en los ríos correspondientes. El análisis de algunas de las características de estos eventos es de suma importancia para este trabajo, ya que aportarán significativamente a una mejor comprensión del comportamiento hidrodinámico e hidrológico de los ríos y sus correspondientes cuencas. Adicionalmente, la modelación hidrológica de eventos posibilitó el tránsito de hidrogramas en un tramo del cauce del río Yanuncay, lo cual significó el poder conocer, con moderada precisión, el tiempo que tardan las crecidas en propagarse a lo largo del cuerpo de agua y por tanto el tiempo aproximado con el que podrían contar las instituciones de socorro para realizar operativos que permitan reducir los distintos riesgos asociados a estos eventos.

Como se observará en los capítulos posteriores, la aplicación de los modelos lluvia-escorrentía para tratar de predecir con razonable precisión el tiempo de tránsito entre los picos registrados en la estaciones y sus magnitudes durante un evento específico, parece un objetivo ambicioso considerando las limitaciones inherentes, porque requieren de información suficientemente detallada de la distribución espacial y temporal de la precipitación en las cuencas.

1.1.2 Justificación

El riesgo se considera como la combinación de la probabilidad de que se suscite un determinado fenómeno y los efectos negativos que este genera en el entorno. El riesgo está compuesto tanto por la amenaza como por la vulnerabilidad. La amenaza consiste

en un fenómeno, sea de origen antropogénico o natural, con el potencial de producir pérdidas humanas y materiales, mientras la vulnerabilidad se refiere a los diferentes factores que hacen susceptible a una comunidad a estos efectos perjudiciales. (Naciones Unidas, 2009)

En el contexto de este estudio, la amenaza se refiere a las crecidas de los ríos y la vulnerabilidad constituye las afectaciones por las subsecuentes inundaciones. En el cantón Cuenca podemos señalar entre otros factores de vulnerabilidad: un inadecuado ordenamiento territorial producto de prácticas urbanas inapropiadas por parte de la población y escasa planificación y prevención contra inundaciones y otras amenazas.

Como consecuencia de lo anterior, el riesgo se produce o incrementa debido a la urbanización en zonas amenazadas. Un problema similar se observa en la ciudad, en cuanto al riesgo producido por otras amenazas tales como la inestabilidad por las características geodinámicas del sitio y la vulnerabilidad debido a las mismas causas.

El riesgo puede ser reducido junto a la vulnerabilidad con medidas tanto no estructurales como estructurales, es decir la construcción de obras civiles, que al darse un ascenso excesivo de los niveles de agua en el río, puedan confinar la corriente dentro del cauce.

Resulta necesario señalar que construir tales obras altera la capacidad de transporte del río, ya que si bien confinan el flujo, se modifica el comportamiento natural del río ante una crecida, que originalmente consistía en la inundación de las planicies de inundación ante el ascenso del nivel del agua por sobre el cauce natural del río. Estudios especializados son requeridos para el diseño de las obras, ya que pueden reducir la vulnerabilidad en las riveras del tramo intervenido, pero generan niveles y caudales mayores aguas abajo desplazando el problema hacia otras zonas.

El presente trabajo no se orientó hacia el empleo de estos mecanismos de reducción de vulnerabilidad, pero si se enfocó en aportar a la aplicación y formulación de medidas no estructurales, las que se pueden concebir, como: la prevención, legislación y educación. Expresado de otra manera, la realización del estudio fue guiada hacia la reducción de la vulnerabilidad de la ciudad, ante las inundaciones, cuando esta

mitigación implica: la planificación, la alerta temprana de inundaciones, el empleo criterioso de herramientas computacionales y la formulación de normativas y ordenanzas en función de la información suministrada por los estudios técnicos.

Según lo explicado, los estudios hidrológicos que permitan una mejor descripción del comportamiento de los ríos, y sus áreas de aporte, son un paso ineludible para disminuir el riesgo en que la ciudad incurre en los frecuentes eventos de crecida de sus ríos.

Según el Ministerio del Ambiente, en una consultoría sustentada en la base de datos DesInvetar 2010, afirma que las amenazas que mayor incidencia tienen sobre la vulnerabilidad de los diferentes cantones del Ecuador, son fenómenos hidrometeorológicos, tales como: inundaciones, deslizamientos húmedos y lluvias. (The Nature Conservancy, 2010, pág. 4) En cuanto a las pérdidas de vidas humanas en el mismo estudio también se revela que la cantidad de fallecidos, desde el año 1970 hasta el 2000, producto de estos fenómenos es de 244 y así mismo la cantidad de damnificados alcanza la considerable cifra de 112.488 personas. (The Nature Conservancy, 2010, pág. 6)

Según el documento, Ecuador: Referencias Básicas para la Gestión de Riesgos publicada por la SNGR, el país ha sufrido cuantiosas pérdidas materiales a lo largo de su historia producto de las diferentes amenazas hidrometeorológicas; probablemente el evento que mayor repercusión tuvo, es el fenómeno del Niño del año 1997 donde las pérdidas ocasionadas llegaron a los 2869,3 millones de dólares lo que en aquel entonces representaba el 15% de PIB nacional. (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2013)

Considerando el ámbito local, en el austro se suscitó otra gran catástrofe la cual fue producto, en parte, de un fenómeno hidrometeorológico extremo. El desastre de la Josefina, el cual causó la pérdida de 50 vidas humanas y alcanzó los 147 millones de dólares en pérdidas materiales a consecuencia de los daños directos. (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2013, pág. 114)

Según lo expuesto los fenómenos hidrometeorológicos han mostrado un considerable poder destructivo y han causado graves pérdidas a la economía local y nacional. Por ende, la importancia de las medidas o acciones que se puedan tomar para reducirlos o prevenirlos es innegable y todo esfuerzo que estas involucren es ineludible en pos del desarrollo del país, de nuestra ciudad y del bienestar de sus habitantes. La Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos expone como uno de los mecanismos de reducción de la vulnerabilidad ante fenómenos hidrometeorológicos, el ordenamiento territorial y urbano que este caso se espera se vea en parte facilitado por la información que arroje este trabajo u otros estudios derivados de la información aquí vertida. (Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos, 2008, pág. 138)

Existe otra consideración que se debe hacer al momento de analizar el contexto de este estudio. Los ríos a analizar son tributarios del río Paute el cual alimenta los embalses de las presas de Mazar y Amaluza, las cuales juntas, según la Agencia de regulación y control de Electricidad, ARCONEL, generan aproximadamente 1245MW, es decir, cerca del 25% de la energía generada actualmente en el país. (ARCONEL, 2014)

Complementariamente se debe señalar que la relevancia de la cuenca del Paute, desde la perspectiva de la generación hidroeléctrica a nivel nacional, será aún más evidente en los años venideros, donde se prevé se construirá el complejo hidroeléctrico Zamora – Santiago, el más grande del país. El proyecto en cuestión será construido a lo largo de los ríos del mismo nombre. (Corporación Eléctrica Nacional del Ecuador, 2015)

Tal y como menciona Abril en el informe “Prevención y mitigación de desastres en la cuenca y especialmente en las riberas del río Paute” los estudios hidrológicos en la cuenca del Paute permitirán una mejor administración de los recursos hídricos además del ahorro de cuantiosos recursos materiales que vendrían de la mano con una mejor operación de las centrales hidroeléctricas bajo la administración de Hidropaute – CELEC EP. (Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute, 2009)

Por lo tanto, se puede decir que la relevancia de estudios como este no solo viene dada por la relación que guarda con la potencial reducción de la vulnerabilidad, ante las crecidas en los ríos e inundación de sus riberas, sino también debido a que son indispensables para la operación de las represas; que podría incidir en un mejor

aprovechamiento de los recursos hídricos y una menor tasa de acumulación de sedimentos. (Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute, 2009) Los estudios hidrológicos e hidrodinámicos, en las cuencas que alimentan los embalses de centrales hidroeléctricas, pueden conducir a un ahorro y optimización de recursos tanto por la reducción de la frecuencia del dragado de sedimentos como un prolongamiento en la vida útil de estas infraestructuras.

Estudios de la misma temática no solo serían de provecho en la tarea de reducir el riesgo en los territorios que conforman el país y por tanto en salvaguardar la integridad de la población o de la propiedad pública y privada, sino que podrían implicar un aporte significativo a la economía del país al potencializar los beneficios de la inversión estatal en los sistemas de generación eléctrica.

1.1.3 Alcance

En el trabajo se utilizará la información limnimétrica y pluviométrica de las siguientes estaciones:

Tabla 1-1: Estaciones utilizadas en el trabajo

Estaciones utilizadas en el trabajo		
Nombre	Tipo de estación	Cuenca
Estación Chirimachay	Pluviométrica	Tomebamba
Estación Matadero en Sayausí	Pluviométrica y Limnimétrica	Tomebamba
Estación Soldados	Pluviométrica	Yanuncay
Estación de Pucán	Pluviométrica y Limnimétrica	Yanuncay
Estación AJ Tarqui	Limnimétrica	Yanuncay

Fuente: Autor

El alcance está definido según las respectivas fases del estudio, dichas fases y su respectivo alcance se describen en la siguiente sección.

1.1.3.1 Análisis

El análisis consistirá en determinar los eventos cuyos registros, en las diferentes estaciones, muestran condiciones que propicien el empleo de esta información en los modelos de lluvia-escorrentía y en el tránsito de hidrogramas. Esto se lo realizará al aislar conjuntos de registros en los que posteriormente, a través de análisis visual se determine si su información representa de manera razonable el fenómeno registrado.

En cuanto a los eventos que se aislará de las distintas series de registros, serán aquellos que hayan presentado crecidas en los ríos y sus correspondientes precipitaciones. Estos eventos serán graficados, ya sea en forma de hidrogramas o hietogramas, de modo que el análisis visual permita descartar posibles errores o deficiencias en las series de registros, para finalmente obtener un grupo de eventos cuyas mediciones puedan ser empleadas en la modelación hidrológica.

1.1.3.2 Procesamiento

El procesamiento comprende el cálculo de los caudales mínimos, medios y máximos en base a la información disponible de las estaciones limnimétricas. Una vez se realice esto se procederá a determinar umbrales para los caudales máximos. Esto con el fin de extraer la información limnimétrica e hidrométrica que pudiese representar una crecida y su tormenta.

1.1.3.3 Modelación

El estudio comprenderá tanto la modelación del proceso de lluvia-escorrentía como el tránsito del hidrogramas desde la parte alta de la cuenca del Yanuncay hasta su salida. Se debe señalar que la modelación se realizará solamente en la cuenca del Yanuncay, debido que no se dispone de información limnimétrica en la salida de la cuenca del Tomebamba.

Con respecto a la fase de modelación del proceso de lluvia-escorrentía, se procurará que los picos de los hidrogramas calculados con HEC-HMS coincidan en el tiempo, en una medida razonable, con los caudales máximos observados en los eventos representativos; independientemente de si las magnitudes de los caudales son diferentes. Lo anterior se ha establecido, debido a que no se puede asegurar de antemano que se pueda obtener una mejor aproximación.

El número de eventos será de por lo menos cinco en el modelo de lluvia-escorrentía. Al presentarse los resultados se reportarán los desfases temporales que se presentaron entre los caudales pico de los hidrogramas de las estaciones aguas arriba y abajo del tramo comprendido en el río Yanuncay. Así mismo se mostrarán los caudales picos calculados y observados junto con el error relativo de lo modelado frente a lo registrado.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis de la información pluviométrica y el análisis y procesamiento de la información limnimétrica de las estaciones seleccionadas en las cuencas de los dos ríos, para posteriormente realizar la modelación hidrológica en las cuencas y los cauces, según corresponda.

1.2.2 Objetivos específicos

- Definir los periodos de tiempo en que exista información simultáneamente en por lo menos una estación pluviométrica y en las estaciones aguas arriba y abajo en el río Yanuncay.
- Definir los periodos de tiempo en que exista información simultáneamente en por lo menos una estación pluviométrica y en la estación de Matadero de la cuenca del Tomebamba.
- Determinar los caudales medios, mínimos y máximos de los ríos Tomebamba y Yanuncay.
- Definir por lo menos cinco eventos de crecida, en el Yanuncay, cuya información propicie su modelación en HEC-HMS.
- Realizar el tránsito de por lo menos tres eventos, en el Yanuncay, en los que se observe que los aportes laterales no son relevantes.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO

2.1 Observaciones sobre los datos provistos

Como se evidenciará posteriormente la información de las estaciones pluviométricas parece ser insuficiente. Los datos provenientes de las estaciones mencionadas condicionan en gran medida la precisión de los resultados de los modelos lluvia-escorrentía.

Los valores calculados por los modelos lluvia-escorrentía se pueden validar principalmente con las estaciones que registran los niveles de los ríos en las salidas de las cuencas o subcuencas, según sea el caso. Los niveles permiten conocer el volumen de agua que se transportó en la sección en un instante determinado con un rango apropiado de exactitud, por lo tanto, los valores obtenidos en el modelo lluvia-escorrentía se pueden contrastar con estos volúmenes.

Por lo señalado es indudable que también los valores de nivel registrados en las estaciones limnimétricas influenciarán en la validez de los resultados, debido a su rol fundamental, tanto en para contrastar el cálculo de los volúmenes de escurrimiento producto de la precipitación, como en la predicción de los efectos hidrodinámicos asociados.

Por otro lado, los niveles y los respectivos hidrogramas observados en las estaciones limnimétricas delatan ruido en la captura de datos, lo que consecuentemente, representa que los valores de caudal tendrán un cierto porcentaje de error, que podría conllevar a sobrestimar o subestimar el caudal pico observado.

2.2 Metodología propuesta

2.2.1 Fase de análisis

Esta etapa se ha realizado sobre todo en función de las posibles necesidades de los modelos a emplearse, por lo tanto, el análisis tiene como objetivo primordial el determinar y aislar la información, cuya presumible calidad, permita el desarrollo exitoso de la fase de modelación. Es así que los factores definitorios en este aspecto son la continuidad y congruencia de los registros.

En las estaciones limnimétricas y pluviométricas se analizó la continuidad de los registros al determinar el número de mediciones en el día. La ausencia de datos en cada estación, indistintamente de su tipo, se puede explicar por cuatro factores: los periodos de tiempo en que no hubo lluvia, la manera en la que se registran los datos, la posible avería y los periodos de tiempo en los que no funcionaron los equipos debido a reparaciones, reubicación o instalación.

Ya que la continuidad se podría definir como el registro de una cierta magnitud en que dos mediciones consecutivas en la estación no están separadas por un intervalo prolongado de tiempo; para estimarlo es necesario conocer la ausencia de datos y los consiguiente períodos de tiempo que carecen de registros. Para determinar las discontinuidades en las estaciones indistintamente de su clase, se tomó como el inicio y final de los registros de todas las estaciones de una misma cuenca, los correspondientes a los de la estación limnimétrica que mayor relevancia presenta para la modelación, es decir la estación aguas arriba en el cauce principal o en el caso del Yanuncay la estación mixta de Pucán.

Al tener todas las estaciones un inicio y final común en sus serie de datos. Se creó una lista de fechas dentro de la que se analizaron los registros de todas las estaciones. Se usó un código en Visual Basic, el cual resumió los registros de las estaciones en una lista de fechas. Se usó esta lista de fechas generadas para determinar en qué días existía registros en las estaciones, el número de registros, la hora de inicio y del final de los registros en el día. El código empleado en este proceso ha sido adjuntado en los anexos 1.1 y 1.2 del trabajo.

Posteriormente con la ayuda de una de hoja de cálculo se determinó los días en que en la cuenca del Yanuncay se tenía datos en ambas estaciones limnimétricas y por lo menos en una estación pluviométrica, esta lista de días se encuentra en el anexo 1.3.1. En el caso de Tomebamba se aisló los días en que existiera información limnimétrica de Matadero junto con por lo menos la información de una estación pluviométrica, esta lista de fechas se muestra en el anexo 1.3.2 de este trabajo. Todo esto se hizo con el propósito de conocer los días que podrían tener la información suficiente para modelar los eventos.

Parte del análisis se ejecutó posterior al procesamiento, el cual definió los caudales máximos, los que dictaminarían los valores de umbral. Utilizando un código de Visual Basic se usó estos valores para determinar en qué días los valores de caudal rebasaban estos umbrales. Este paso permitiría determinar las fechas en que se suscitaron crecidas, y a la vez reducir el número de eventos a una cantidad que permitiera un análisis más minucioso de cada uno de estos.

Los días que tenían la información limnimétrica, pluviométrica y adicionalmente un caudal mayor al umbral previamente establecido fueron listados al tomar la fecha en la que se dieron. Partiendo de esta última lista de fechas se empleó un código escrito en Visual Basic que sirvió para buscar en los registros de los eventos y extraer los datos comprendidos en las fechas dadas. Este proceso se repitió por cada una de las estaciones de la cuenca. Este mismo código a su vez sirvió para promediar en el tiempo el área bajo la curva de los hidrogramas observados, con el propósito de reducir el ruido observado en las mediciones. El código de la subrutina en cuestión se encuentre en el anexo 1.2 de este trabajo.

De estas listas de fechas en las que se mostró las características requeridas se generó una serie de hidrogramas en las estaciones aguas arriba y abajo. Al graficar los hidrogramas se mostraba si los caudales registrados en las estaciones aguas arriba y abajo coincidían de manera razonable en su forma y magnitudes. De este modo se comprobó la congruencia de la información de las estaciones Pucán y AJ Tarqui en el Yanuncay.

Con esta misma información aislada, se realizó un análisis visual de los hidrogramas a fin de descartar los eventos cuyos registros no describieran de manera satisfactoria el fenómeno. Los factores que justificaron tal decisión fueron primordialmente: una baja densidad de datos y distintas anomalías observadas.

Las anomalías observadas fueron reveladas por diferencias injustificables entre las formas de los hidrogramas de las dos estaciones en el mismo cauce o por saltos abruptos en el gráfico, que se pueden deber al aporte de tributarios no monitoreados ubicados entre las dos estaciones (Figura 1.1) o al posible fallo de los equipos (Figura 1.2).

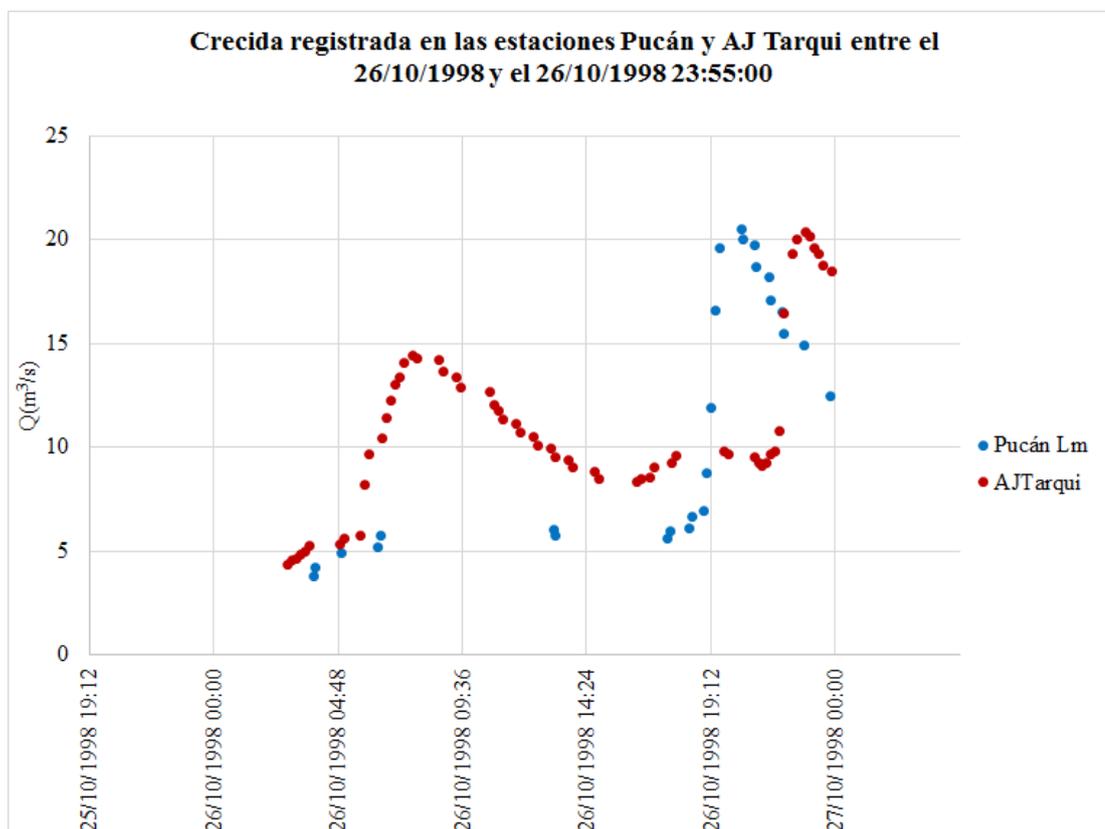


Figura 1-1: Influencia de tributarios no monitoreados

Fuente: Autor

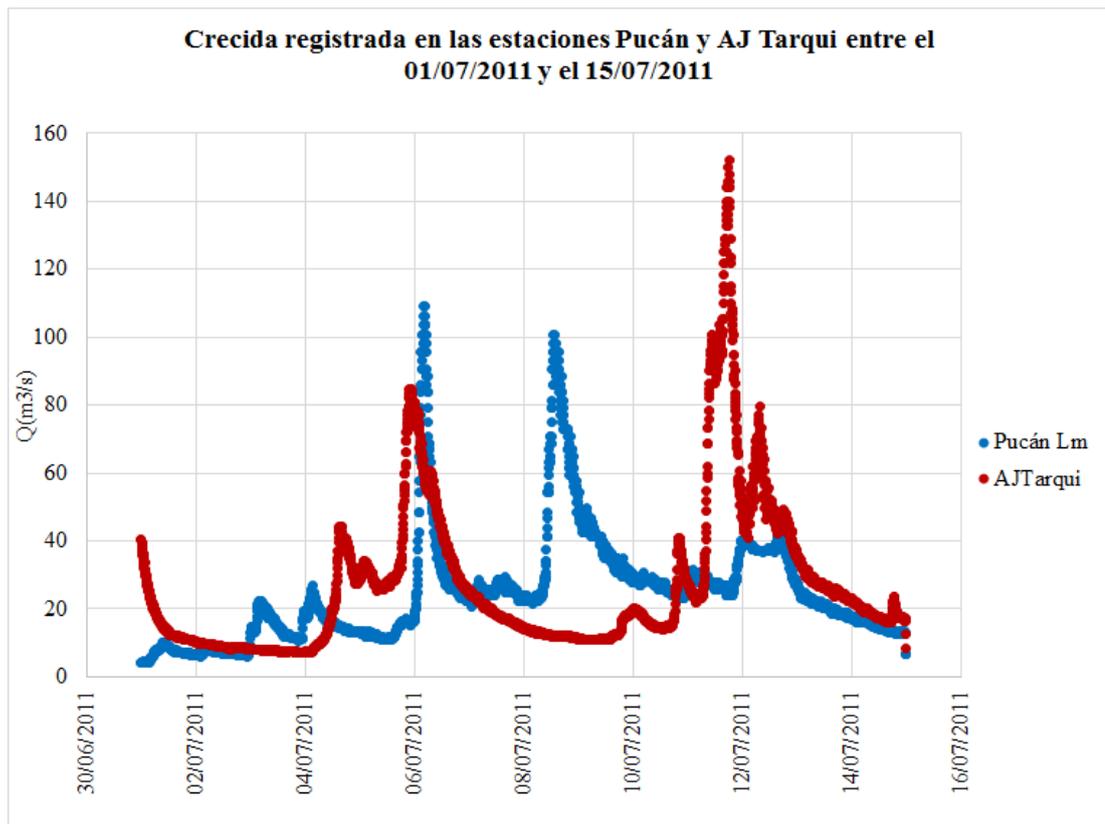


Figura 1-2: Posible fallo de las estaciones

Fuente: Autor

En el caso del Tomebamba se replicó el proceso, pero al contar únicamente con la información de la estación de Matadero, se comprobó la congruencia de sus registros al determinar la precipitación y su distribución a lo largo de los distintos eventos, tanto con los datos de la estación de Chirimachay, en caso de que hubiese sido posible, como con los datos de Matadero.

Para fines ilustrativos, de entre todos los eventos que se ha aislado, se ha elegido dos en los que se observa, en el primero una presumible congruencia entre los datos de caudal y precipitación, y en el segundo es conjeturable que los registros pluviométricos no reflejan los volúmenes de escorrentía medidos en la estación limnimétrica.

En la Figura 2-3 se observa un evento en el que claramente se observan dos picos antecedidos por sus respectivas precipitaciones, en este caso se observa que existe relación entre la precipitación registrada y la forma del hidrograma. Por lo contrario en la Figura 4 se observa un evento cuya precipitación no justifica lo evidenciado por

las magnitudes del hidrograma y por tanto no se considera que exista congruencia entre los registros.

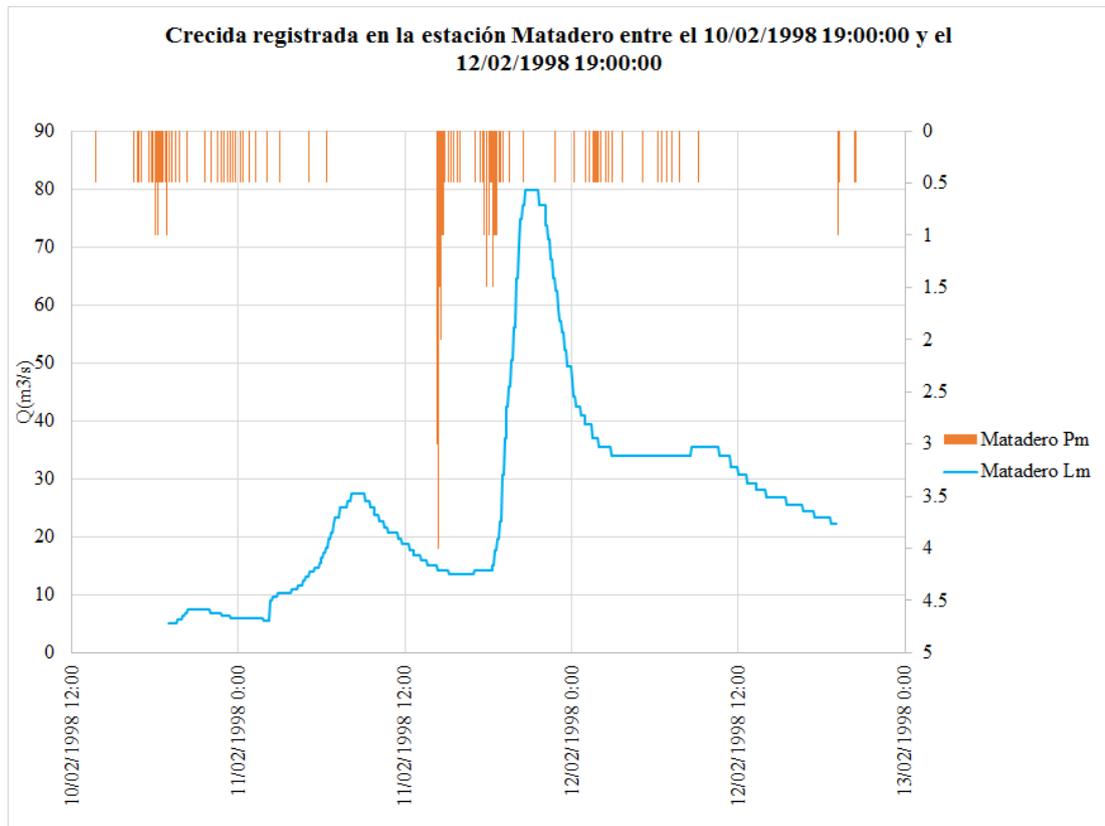


Figura 2-3: Congruencia entre datos de lluvia y caudal

Fuente: Autor

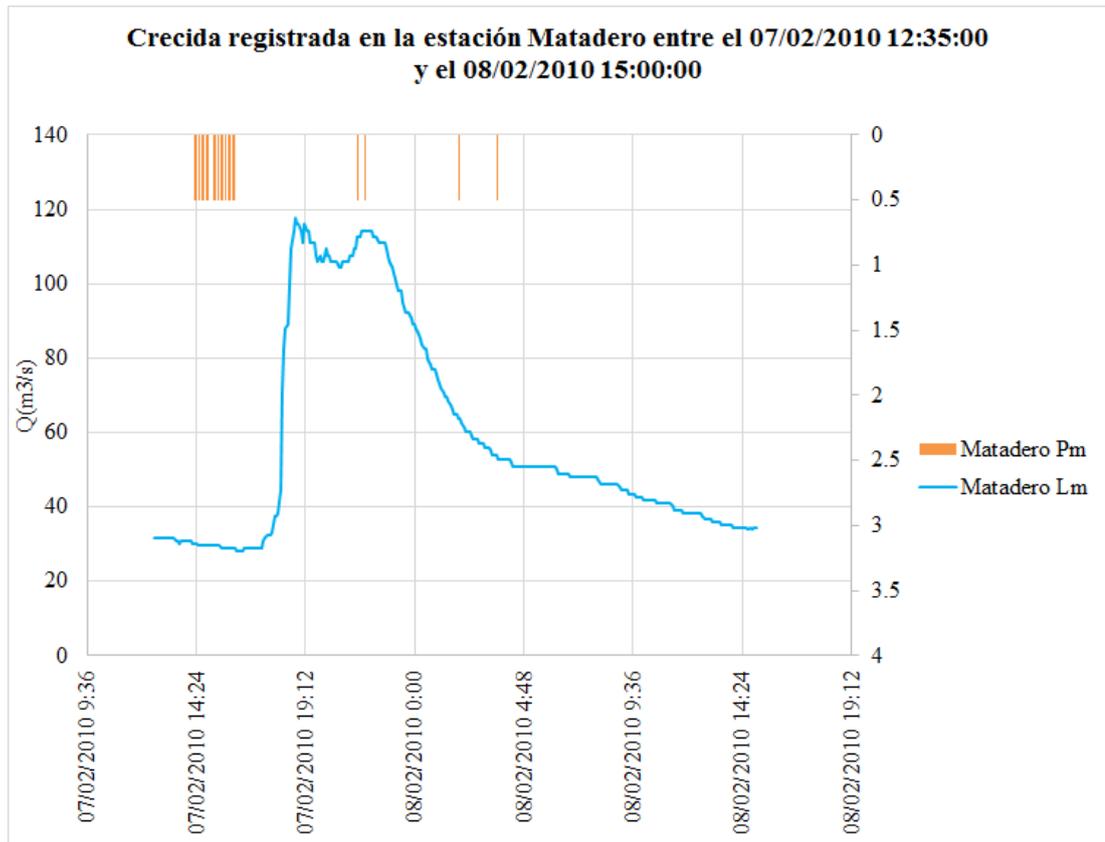


Figura 2.4: Datos de precipitación insuficientes

Fuente: Autor

Fueron seleccionados más de veinte eventos en que se contaba con la información suficiente para modelarlos. En este número reducido de eventos se analizó la cantidad de precipitación, su duración, las horas en que inició y finalizó la tormenta, la hora en la que se dieron los caudales pico en las estaciones aguas arriba y aguas abajo, en caso de que existan ambas, así como los valores de estos. Estos datos se muestran en el anexo 1.4 del trabajo.

Estos últimos valores permitieron diferenciar los eventos propicios para la modelación de aquellos cuya información pluviométrica, en la mayoría de los casos, no mostraba condiciones satisfactorias para realizarlo. Cabe mencionar que la información pluviométrica se consideraba insuficiente cuando no justificaba, según sus magnitudes, los volúmenes de escorrentía observados.

Para concluir el análisis, se definieron los cinco eventos en que la información en todas las estaciones hacía viable una modelación. El parámetro que más peso se le otorgó

fue evidentemente, debido a su significancia en el modelo lluvia-escorrentía, la altura de precipitación registrada en la tormenta o tormentas comprendidas en el lapso de tiempo que englobaba cada evento.

2.2.2 Procesamiento

El procesamiento esencialmente consistió en determinar datos estadísticos de interés de las estaciones limnimétricas en ambas cuencas. Los datos recabados son los caudales medios, mínimos y máximos mensuales. Como ya se ha mencionado esto posibilitó la consecutiva definición de los umbrales.

La información requerida fue obtenida conjuntamente con ayuda de hojas de cálculo y un código de Visual Basic, por los beneficios que esto traía en términos de eficiencia. El producto obtenido del empleo de estos dos recursos sería una tabla de resumen en que se muestra los datos recabados de las correspondientes estaciones. El resumen es el mostrado en la Tabla 2

Tabla 2-1: Valores obtenidos en el procesamiento de la información mensual de las estaciones

		YANUNCAY						TOMEBAMBA		
Estación:		Pucán			AJ Tarqui			Matadero		
Año	Mes	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed
1997	Julio	1.97	4.33	3.10	S/I	S/I	S/I	3.21	10.65	5.69
	Agosto	0.96	3.22	1.98	2.27	4.24	3.38	1.29	14.28	5.14
	Septiembre	1.25	10.29	3.29	1.84	15.93	5.31	1.74	45.91	5.76
	Octubre	0.83	8.83	2.53	1.29	20.36	7.97	0.59	70.13	5.30
	Noviembre	3.51	57.60	12.61	1.74	43.76	18.03	4.54	97.27	19.05
	Diciembre	3.22	37.02	12.79	S/I	S/I	S/I	2.40	41.70	13.99

1998	Enero	1.10	4.33	2.72	4.94	8.43	6.21	1.55	34.77	5.26
	Febrero	0.72	19.99	6.30	3.45	40.40	16.39	0.75	79.78	13.67
	Marzo	0.96	46.16	10.33	5.91	92.07	26.85	2.92	38.51	14.07
	Abril	1.49	32.27	7.60	7.45	79.67	25.60	4.73	42.52	15.19
	Mayo	0.33	29.14	8.01	3.16	58.86	23.58	1.55	40.88	11.32
	Junio	0.40	11.57	4.04	S/I	S/I	S/I	2.05	27.41	11.13

	Julio	1.03	24.01	7.30	S/I	S/I	S/I	4.93	38.51	18.98
	Agosto	0.78	18.15	4.76	S/I	S/I	S/I	2.79	64.52	17.44
	Septiembre	1.17	2.67	1.78	1.84	3.45	2.59	0.75	8.51	3.14
	Octubre	0.78	31.63	9.74	1.37	34.16	10.00	0.35	81.04	20.01
	Noviembre	1.10	12.94	6.22	1.74	28.55	8.10	0.93	35.50	8.88
	Diciembre	0.62	1.97	1.03	0.99	2.27	1.46	0.16	3.36	0.79

1999	Enero	0.72	34.25	7.10	1.13	41.06	10.81	0.26	34.77	10.75
	Febrero	3.83	55.73	23.41	4.41	58.86	24.80	2.92	45.05	17.66
	Marzo	5.46	66.52	22.74	5.12	61.36	20.48	4.18	33.34	13.98
	Abril	7.26	72.93	33.08	7.22	77.71	34.72	6.67	88.91	31.93
	Mayo	7.50	74.04	29.80	7.45	89.93	37.29	5.33	50.40	24.12
	Junio	4.88	16.01	8.73	5.31	30.72	10.22	3.21	36.24	10.78
	Julio	2.80	37.02	18.47	3.30	39.75	15.00	2.28	56.17	18.99
	Agosto	2.42	21.94	9.68	2.50	23.53	9.20	1.74	29.95	11.82
	Septiembre	1.49	29.75	11.71	1.84	46.57	18.59	0.93	40.08	12.11
	Octubre	2.67	27.95	10.08	3.16	37.83	11.77	2.52	26.79	9.71
	Noviembre	0.90	3.83	2.21	1.55	7.22	3.18	0.55	4.73	1.93
	Diciembre	0.90	45.35	17.38	1.55	53.27	19.95	0.50	57.17	16.72

2000	Enero	1.49	8.02	3.65	1.84	7.69	3.55	0.81	8.51	3.20
	Febrero	2.19	80.91	26.82	2.38	74.82	22.79	2.28	53.23	17.98
	Marzo	5.46	47.82	20.42	6.54	47.28	23.09	6.44	40.08	17.74
	Abril	8.02	74.04	22.12	7.45	66.55	24.24	7.17	43.35	22.97
	Mayo	7.26	89.43	31.14	8.43	104.41	33.79	7.68	56.17	25.88
	Junio	3.22	27.36	8.69	4.94	34.16	13.62	4.36	48.57	17.86
	Julio	1.77	10.60	5.70	2.89	17.07	7.64	2.52	14.28	6.73
	Agosto	1.41	7.76	4.13	2.63	12.14	6.20	2.17	15.94	6.95
	Septiembre	1.17	35.62	11.60	2.63	40.40	18.71	1.95	47.68	14.63
	Octubre	1.17	38.45	13.68	2.27	58.04	22.29	1.07	42.52	13.40
	Noviembre	0.57	2.19	1.08	1.37	3.45	2.19	0.14	1.95	0.61
	Diciembre	0.67	5.46	1.74	1.64	9.21	2.78	0.21	7.17	1.70

2001	Enero	0.90	18.60	5.14	1.84	22.60	6.79	1.00	21.68	6.65
	Febrero	1.10	11.24	3.78	2.15	11.21	4.57	1.21	13.12	4.12

	Marzo	1.68	41.42	8.37	2.76	44.45	11.35	1.74	39.29	8.17
	Abril	3.83	25.65	9.49	4.94	37.83	11.80	4.18	43.35	11.90
	Mayo	2.42	9.39	5.01	3.45	15.56	6.96	2.79	30.61	9.14
	Junio	1.97	98.52	30.65	2.89	106.75	29.15	1.95	63.43	17.15
	Julio	1.97	22.96	7.69	3.02	34.76	6.23	3.21	31.96	8.04
	Agosto	1.58	9.39	5.02	2.63	11.82	5.27	2.92	22.22	8.72
	Septiembre	1.25	18.60	5.08	2.38	37.83	5.82	2.05	55.18	8.78
	Octubre	0.67	3.07	1.29	1.46	5.31	2.18	0.32	2.65	1.12
	Noviembre	0.48	6.55	2.42	1.13	7.45	2.55	0.21	13.12	3.93
	Diciembre	0.96	13.30	3.38	2.05	20.80	4.64	1.84	37.75	7.31

2002	Enero	0.72	9.69	3.24	1.74	14.13	4.24	0.81	28.03	5.70
	Febrero	0.62	5.67	1.29	1.37	7.22	2.42	0.64	26.19	2.62
	Marzo	0.90	22.45	4.69	2.89	22.14	7.37	2.28	33.34	7.05
	Abril	1.77	29.75	6.34	3.02	53.27	9.73	1.84	31.28	9.14
	Mayo	2.94	17.27	6.56	0.20	35.97	9.72	3.67	23.31	9.33
	Junio	1.49	6.78	3.83	S/I	S/I	S/I	1.95	14.69	4.71
	Julio	1.68	10.60	5.16	S/I	S/I	S/I	2.52	24.43	7.82
	Agosto	0.96	6.32	2.47	S/I	S/I	S/I	1.84	17.27	5.74
	Septiembre	0.44	1.97	0.86	S/I	S/I	S/I	0.26	2.79	1.06
	Octubre	0.48	12.24	3.81	S/I	S/I	S/I	0.26	51.34	11.39
	Noviembre	1.49	10.29	4.17	S/I	S/I	S/I	2.40	23.87	7.70
	Diciembre	1.10	16.42	3.93	S/I	S/I	S/I	1.95	17.73	5.65

2003	Enero	0.48	2.80	1.14	S/I	S/I	S/I	0.29	3.51	1.27
	Febrero	0.48	2.67	0.99	S/I	S/I	S/I	0.38	5.76	2.07
	Marzo	0.57	7.26	2.05	S/I	S/I	S/I	0.64	19.64	3.64
	Abril	0.90	32.27	7.42	S/I	S/I	S/I	0.93	61.29	15.36
	Mayo	3.22	62.45	11.12	S/I	S/I	S/I	4.36	59.21	22.14
	Junio	2.42	32.27	6.94	S/I	S/I	S/I	3.21	25.59	8.08
	Julio	2.42	31.63	5.70	S/I	S/I	S/I	3.36	34.05	9.64
	Agosto	0.83	4.33	2.02	S/I	S/I	S/I	1.46	8.79	3.48
	Septiembre	0.67	2.55	0.99	S/I	S/I	S/I	1.21	33.34	4.08
	Octubre	0.57	2.67	1.10	S/I	S/I	S/I	1.00	15.94	3.60
	Noviembre	0.44	9.98	2.44	S/I	S/I	S/I	0.59	55.18	8.73

	Diciembre	0.72	35.62	7.05	S/I	S/I	S/I	1.07	44.19	10.05
--	-----------	------	-------	------	-----	-----	-----	------	-------	-------

2004	Enero	0.52	39.18	4.52	S/I	S/I	S/I	0.35	36.99	4.92
	Febrero	0.48	3.99	1.44	S/I	S/I	S/I	0.38	13.50	2.31
	Marzo	1.17	16.84	4.97	S/I	S/I	S/I	2.17	35.50	8.43
	Abril	2.19	30.37	5.57	S/I	S/I	S/I	2.92	42.52	12.13
	Mayo	1.58	20.46	4.66	S/I	S/I	S/I	4.01	34.05	11.63
	Junio	2.42	48.66	9.79	S/I	S/I	S/I	5.33	57.17	21.41
	Julio	2.08	9.39	4.05	S/I	S/I	S/I	4.54	23.31	8.48
	Agosto	1.10	9.11	3.30	S/I	S/I	S/I	2.52	21.68	7.98
	Septiembre	1.03	9.39	3.20	S/I	S/I	S/I	2.28	60.25	12.51
	Octubre	1.10	14.42	3.60	S/I	S/I	S/I	2.79	20.14	5.88
	Noviembre	1.49	42.97	3.71	S/I	S/I	S/I	2.92	17.27	6.91
	Diciembre	1.33	31.63	5.62	S/I	S/I	S/I	2.17	29.30	10.37

2005	Enero	0.67	4.69	1.40	S/I	S/I	S/I	0.69	5.33	2.06
	Febrero	1.03	31.00	8.16	S/I	S/I	S/I	1.21	16.38	6.81
	Marzo	2.42	179.35	14.54	S/I	S/I	S/I	3.36	49.48	18.22
	Abril	4.33	53.01	10.70	S/I	S/I	S/I	4.18	36.24	12.30
	Mayo	2.08	12.24	5.16	S/I	S/I	S/I	2.40	36.99	9.44
	Junio	2.55	70.75	11.13	S/I	S/I	S/I	3.06	45.91	15.30
	Julio	1.33	10.92	3.38	S/I	S/I	S/I	1.64	13.12	4.27
	Agosto	0.78	2.80	1.47	S/I	S/I	S/I	0.87	5.76	2.39
	Septiembre	0.52	1.10	0.69	S/I	S/I	S/I	0.59	4.01	1.24
	Octubre	0.57	4.16	1.13	S/I	S/I	S/I	0.50	21.16	3.90
	Noviembre	0.48	16.01	3.66	S/I	S/I	S/I	0.55	24.43	7.50
	Diciembre	0.48	41.42	7.40	S/I	S/I	S/I	0.46	34.05	10.90

2006	Enero	0.90	14.42	4.86	S/I	S/I	S/I	1.46	13.50	6.04
	Febrero	2.31	48.66	12.11	S/I	S/I	S/I	2.52	41.70	15.64
	Marzo	1.49	51.24	12.84	S/I	S/I	S/I	1.95	32.65	10.22
	Abril	3.67	118.46	12.73	S/I	S/I	S/I	4.01	40.88	16.19
	Mayo	1.58	17.71	4.64	S/I	S/I	S/I	2.40	48.57	17.39
	Junio	2.31	20.95	4.65	S/I	S/I	S/I	2.79	46.79	10.54
	Julio	1.10	9.11	3.14	S/I	S/I	S/I	0.55	17.27	5.90

	Agosto	1.10	3.83	1.97	S/I	S/I	S/I	0.55	11.66	2.88
	Septiembre	1.17	11.24	2.17	S/I	S/I	S/I	0.93	5.98	2.27
	Octubre	0.78	5.46	1.41	S/I	S/I	S/I	0.46	16.82	2.30
	Noviembre	0.78	27.95	6.48	S/I	S/I	S/I	0.35	52.28	10.77
	Diciembre	2.67	19.99	7.09	S/I	S/I	S/I	2.65	71.29	13.82

2007	Enero	1.41	24.55	5.82	S/I	S/I	S/I	0.64	32.33	6.35
	Febrero	0.96	4.33	2.21	S/I	S/I	S/I	0.39	4.70	1.79
	Marzo	1.10	19.99	7.37	S/I	S/I	S/I	0.86	40.06	11.86
	Abril	4.33	86.94	15.70	S/I	S/I	S/I	5.30	42.61	17.14
	Mayo	4.51	46.16	8.77	S/I	S/I	S/I	3.17	57.01	11.63
	Junio	3.51	197.74	20.66	S/I	S/I	S/I	1.92	156.08	42.38
	Julio	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.28	10.37	3.60
	Agosto	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.06	54.92	12.36
	Septiembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.45	8.52	3.58
	Octubre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.92	39.24	10.00
	Noviembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	3.03	50.90	16.52
	Diciembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	2.03	48.97	10.69

2008	Enero	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	2.89	44.36	10.77
	Febrero	13.5	48.27	23.55	S/I	S/I	S/I	4.89	101.28	30.46
	Marzo	4.69	90.70	13.67	S/I	S/I	S/I	5.51	55.96	17.90
	Abril	5.74	42.60	11.07	6.41	47.00	12.91	5.95	92.18	19.99
	Mayo	4.69	123.64	13.75	4.99	175.50	18.19	5.95	70.68	19.66
	Junio	2.86	85.95	8.77	4.29	136.31	15.17	3.80	99.72	15.59
	Julio	3.39	56.16	9.03	4.99	99.12	14.64	4.89	30.22	11.96
	Agosto	1.99	25.78	4.73	3.51	48.81	9.82	2.75	41.75	10.41
	Septiembre	2.25	56.16	7.80	4.29	108.45	15.76	3.32	50.90	12.78
	Octubre	2.40	51.32	7.87	3.96	110.06	13.38	2.89	51.89	15.31
	Noviembre	2.70	24.88	7.27	3.96	33.47	12.07	2.89	67.07	13.23
	Diciembre	1.64	12.43	2.77	2.48	13.80	4.23	1.63	15.30	4.62

2009	Enero	1.34	45.37	9.87	2.15	84.84	17.81	1.06	114.33	20.45
	Febrero	3.21	39.97	7.46	5.37	50.67	12.18	6.90	36.05	14.94
	Marzo	1.87	43.97	7.40	2.71	54.53	12.81	2.37	36.05	12.84

	Abril	2.25	30.68	8.82	3.51	49.74	14.55	3.17	80.94	19.59
	Mayo	2.25	49.78	6.64	3.81	86.20	12.38	3.32	32.33	11.67
	Junio	2.25	111.77	7.30	2.71	151.97	12.21	2.75	121.27	16.90
	Julio	1.99	19.98	5.00	1.77	22.93	6.27	2.49	28.87	8.75
	Agosto	1.54	5.19	2.21	1.44	4.63	2.28	1.45	9.72	3.58
	Septiembre	1.09	2.54	1.47	0.96	3.37	1.61	0.36	5.73	1.68
	Octubre	0.94	2.12	1.27	0.85	3.66	1.47	0.51	20.56	3.18
	Noviembre	0.69	10.04	1.87	0.61	24.59	2.75	0.02	41.75	6.06
	Diciembre	1.17	15.86	2.57	0.90	42.68	4.04	0.93	64.74	6.86

2010	Enero	1.17	8.40	2.76	0.90	11.33	3.06	0.55	28.21	4.61
	Febrero	1.17	98.20	9.32	0.96	113.33	12.43	0.55	117.77	18.65
	Marzo	1.75	12.96	3.07	1.68	17.07	3.37	1.45	35.28	4.85
	Abril	2.12	43.97	6.76	2.37	51.62	10.24	2.49	101.28	18.01
	Mayo	2.25	32.82	7.73	2.59	52.58	11.01	2.49	117.77	21.54
	Junio	3.21	51.32	9.67	3.96	78.27	14.47	6.90	79.61	24.97
	Julio	2.25	28.64	5.87	2.37	44.38	8.42	2.49	37.62	9.78
	Agosto	1.34	10.95	4.05	1.51	15.79	5.04	0.99	32.33	7.07
	Septiembre	1.25	5.74	2.09	1.02	4.81	1.84	0.47	6.90	1.65
	Octubre	1.09	8.02	1.58	0.80	9.47	1.74	0.07	5.09	0.74
	Noviembre	0.94	8.02	2.13	0.65	7.10	2.05	0.00	16.18	2.35
	Diciembre	1.09	17.15	4.83	0.90	20.34	6.10	0.24	35.28	8.52

2011	Enero	1.87	24.88	6.17	1.51	33.47	8.05	1.45	57.01	10.72
	Febrero	1.75	74.92	14.08	1.44	91.78	16.37	1.36	83.66	21.90
	Marzo	1.34	14.64	3.43	0.90	12.35	3.62	0.60	39.24	5.81
	Abril	3.03	74.92	12.73	3.23	94.67	14.23	3.64	162.47	34.03
	Mayo	2.25	90.70	13.13	2.05	118.38	16.47	1.72	106.05	31.67
	Junio	2.54	41.27	8.38	2.71	63.98	12.68	2.37	82.30	20.87
	Julio	4.00	108.95	17.03	4.99	151.97	19.35	6.18	107.67	32.75
	Agosto	1.64	6.03	3.14	1.36	13.43	3.30	0.64	14.04	3.69
	Septiembre	2.40	24.88	6.25	2.26	46.12	7.75	2.14	40.90	11.92
	Octubre	1.54	28.64	4.60	1.29	30.73	5.15	0.69	86.44	12.26
	Noviembre	1.54	25.78	5.51	1.22	27.54	4.94	0.64	71.91	14.12
	Diciembre	2.86	35.09	10.21	2.48	43.53	12.38	5.73	74.42	23.67

2012	Enero	4.45	68.84	12.57	5.18	54.53	13.11	6.41	49.93	20.30
	Febrero	6.03	36.26	11.65	6.19	97.62	11.86	9.11	87.85	25.79
	Marzo	4.69	18.52	6.96	4.63	65.09	10.43	7.15	50.90	21.45
	Abril	4.00	39.97	11.48	4.46	57.56	10.17	4.14	136.00	21.17
	Mayo	3.21	14.06	5.46	2.96	24.03	6.01	3.03	30.91	7.37
	Junio	2.12	48.27	7.91	2.05	53.55	8.32	0.99	175.79	17.21
	Julio	1.87	11.42	4.41	1.86	12.70	4.87	0.75	20.56	4.70
	Agosto	1.25	4.45	2.21	1.22	5.18	2.52	0.04	23.31	2.92
	Septiembre	1.01	3.79	1.79	0.96	7.34	2.36	0.03	20.03	2.52
	Octubre	1.25	18.52	5.24	1.22	24.59	5.99	0.17	62.46	8.96
	Noviembre	2.12	24.88	6.36	2.05	30.73	6.92	0.93	28.87	6.17
	Diciembre	1.54	21.52	3.44	1.02	43.53	3.68	0.17	30.22	2.83

2013	Enero	2.25	49.78	7.72	1.96	62.87	8.11	0.86	36.83	7.26
	Febrero	2.12	173.05	11.25	1.68	166.67	11.97	0.99	33.78	8.48
	Marzo	1.34	78.28	7.64	1.02	78.27	6.42	0.86	49.93	9.11
	Abril	1.25	8.79	4.38	0.75	13.06	2.66	0.64	36.83	4.80
	Mayo	1.09	30.68	8.66	0.75	39.44	5.49	0.43	43.48	9.01
	Junio	1.75	45.37	17.47	1.60	48.81	10.56	0.75	71.91	17.99
	Julio	1.99	65.01	6.03	1.86	79.55	6.96	0.99	90.72	12.98
	Agosto	1.87	8.02	3.78	1.51	12.00	4.01	1.28	27.56	6.95
	Septiembre	0.94	4.93	1.96	0.33	4.99	1.59	0.29	10.04	1.88
	Octubre	0.87	68.84	8.01	0.80	87.57	8.78	0.19	40.90	8.72
	Noviembre	0.59	3.39	1.45	0.70	2.96	1.31	0.04	3.64	0.63
	Diciembre	0.54	3.39	1.10	0.70	4.99	1.47	0.03	19.52	2.54

2014	Enero	0.45	7.31	2.17	0.61	12.35	4.21	0.25	23.83	5.43
	Febrero	0.75	7.66	1.87	S/I	S/I	S/I	0.27	44.30	4.53
	Marzo	1.75	33.94	8.17	S/I	S/I	S/I	0.96	49.99	10.94
	Abril	2.40	68.84	10.20	S/I	S/I	S/I	2.03	115.34	16.70
	Mayo	4.00	10.95	6.06	S/I	S/I	S/I	4.75	96.33	22.99
	Junio	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	2.75	33.63	11.84
	Julio	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.85	33.63	8.95
	Agosto	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.46	44.30	8.08
	Septiembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	0.68	62.99	7.38

	Octubre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	1.32	197.41	29.39
	Noviembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	0.53	16.77	3.46
	Diciembre	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	0.47	37.47	3.52

2015	Enero	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	0.77	4.25	1.82
-------------	-------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------

Fuente: Autor

Tabla 2-2: Resumen del procesamiento de la información mensual de las estaciones

	YANUNCAY						TOMEBAMBA		
	Pucán			AJ Tarqui			Matadero		
Año	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed
1997	0.83	57.6	6.05	1.29	43.76	8.673	0.59	97.27	9.155
1998	0.33	46.16	5.819	0.99	92.07	13.42	0.16	81.04	11.66
1999	0.72	74.04	16.2	1.13	89.93	18	0.26	88.91	15.04
2000	0.57	89.43	12.56	1.37	104.4	15.07	0.14	56.17	12.47
2001	0.48	98.52	7.277	1.13	106.8	8.109	0.21	63.43	7.919
2002	0.44	29.75	3.863	0.2	53.27	6.696	0.26	51.34	6.493
2003	0.44	62.45	4.08	S/I	S/I	S/I	0.29	61.29	7.678
2004	0.48	48.66	4.536	S/I	S/I	S/I	0.35	60.25	9.413
2005	0.48	179.4	5.735	S/I	S/I	S/I	0.46	49.48	7.861
2006	0.78	118.5	6.174	S/I	S/I	S/I	0.35	71.29	9.497
2007	0.96	197.7	10.09	S/I	S/I	S/I	0.39	156.1	12.33
2008	1.64	123.6	10.03	2.48	175.5	12.91	1.63	101.3	15.22
2009	0.69	111.8	5.157	0.61	152	8.363	0.02	121.3	10.54
2010	0.94	98.2	4.988	0.65	113.3	6.648	0	117.8	10.23
2011	1.34	109	8.722	0.9	152	10.36	0.6	162.5	18.62
2012	1.01	68.84	6.623	0.96	97.62	7.187	0.03	175.8	11.78
2013	0.54	173.1	6.621	0.33	166.7	5.778	0.03	90.72	7.529
2014	0.45	68.84	5.694	0.61	12.35	4.21	0.25	197.4	11.1
2015	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	S/I	0.77	4.25	1.82

Fuente: Autor

Tabla 2-3: Resumen del procesamiento de la información histórica de las estaciones

	YANUNCAY						TOMEBAMBA		
	Pucán			AJ Tarqui			Matadero		
	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed	Qmín	Qmax	Qmed
D. Históricos	0.33	197.7	7.234	0.2	175.5	9.648	0	197.4	10.33

Fuente: Autor

2.2.3 Modelación

Para realizar el modelo lluvia-escorrentía junto con el tránsito de los hidrogramas se ha empleado el programa HEC – HMS del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. Una descripción más amplia del modelo, así como de la teoría que sustenta esta fase, se encuentra en el Capítulo 3 de este trabajo.

La modelación se dividió en dos partes bien definidas. El modelo lluvia-escorrentía que comprende el proceso, tal y como su nombre indica, del escurrimiento producto de la precipitación suscitada en la cuenca monitoreada. La otra parte se refiere al tránsito de los hidrogramas en el tramo de río, es decir entre las estaciones.

De manera resumida el modelo lluvia-escorrentía representa dos fenómenos, la infiltración y el escurrimiento. El segundo depende del primero, puesto que la infiltración representa el agua precipitada que no genera escorrentía y por tanto no aporta inmediatamente al volumen de agua en el cauce.

La infiltración representa la mayor abstracción del total del agua precipitada y es por esto que también se le conoce como pérdidas. El método del Número de Curva del Soil Conservation Service de los Estados Unidos o SCS, actual Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EEUU, estima la cantidad de agua que se infiltra en el suelo simplificando los procesos implicados al considerar entre otras cosas el uso y tipo de suelo, la humedad antecedente, ente otras.

La precipitación restante de las pérdidas en la cuenca, es decir, la precipitación efectiva aporta al cauce en forma de escurrimiento directo, este volumen de precipitación es la que escurre sobre la superficie y por tanto corresponde al volumen de escurrimiento directo. Otra parte de la precipitación llegará al cauce en un tiempo mayor producto del efecto regulador que el suelo tiene sobre el flujo. La manera en que el agua escurre sobre la superficie se estima por medio de hidrogramas adimensionales. En este trabajo se optó por el Hidrograma Unitario del SCS.

En lo que respecta al proceso hidrodinámico contemplado en los diferentes eventos, se optó por el método de Muskingum – Cunge, debido a que la información existente permitía su uso, además la precisión que ofrece era adecuada para los propósitos de este estudio. En el capítulo 3 de este trabajo el modelo fue comparado con otros modelos de mayor complejidad, a fin de comprender de mejor manera sus limitaciones y por tanto sus rango de aplicación.

Una vez definidos los métodos a emplearse en la fase de modelación, se procedió a ingresar en HEC-HMS los eventos seleccionados. El modelo se realizó para que represente dos características: el tiempo calculado para el caudal punta versus el tiempo en el que se observó este valor en las estaciones, y la magnitud calculada para dicho caudal versus la observada.

Otros factores como la forma del hidrograma no fueron considerados, debido a que la información de las estaciones pluviométricas no ofrece la precisión suficiente para conseguir que el modelo replique de manera precisa esta característica; por otra parte la relevancia que este factor tiene para el estudio es muy inferior a la de los otros dos expuestos.

Los valores que fueron ajustados durante la modelación para poder conseguir resultados que represente de mejor manera el fenómeno fueron esencialmente: el número de curva y el tiempo de retardo, valores que indiscutiblemente tienen un gran peso en sus respectivas expresiones matemáticas y por ende en los resultados obtenidos del modelo hidrológico. En el caso específico de los valores de número de curva del SCS, asignados para los diferentes usos de suelo en la cuenca, se usó como referencia el estudio realizado por Coello en el río Tarqui. (COELLO, 2015)

Para lograr que los resultados del modelo se asemejen a lo observado se emplearon, entre otros, los procedimientos detallados del Manual Técnico de Referencia de HEC-HMS. Una descripción más detallada de estos procedimientos se ha descrito en el capítulo 3 de este trabajo.

2.2.4 Metodología empleada, diagrama de flujo

A manera de un resumen de lo ya descrito sobre las tres fases de: análisis, procesamiento y modelación; se ha considerado conveniente presentar el siguiente diagrama de flujo para ilustrar de mejor manera los pasos seguidos en este proceso.

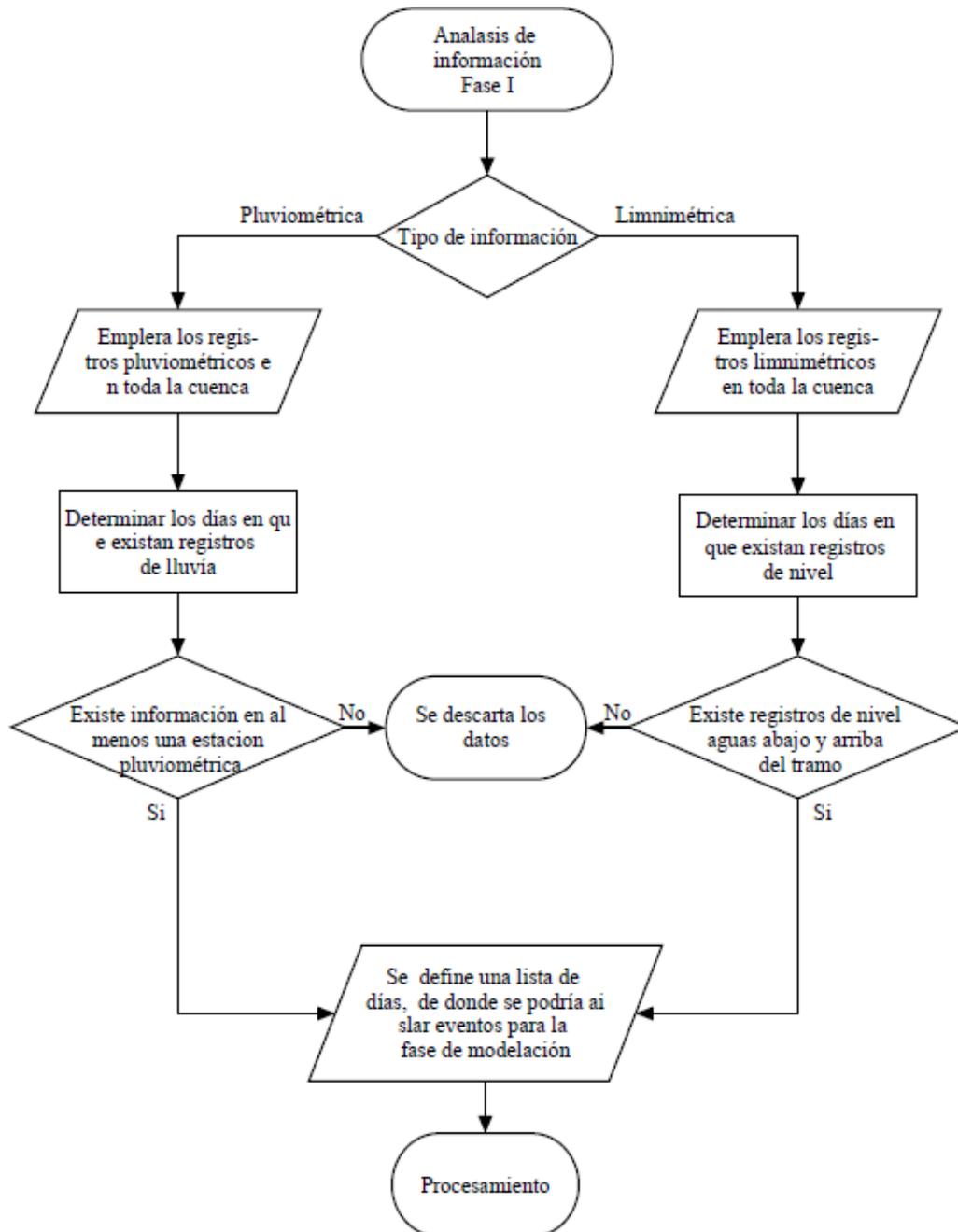


Figura 2-5: Diagrama de flujo de la primera fase de análisis

Fuente: Autor

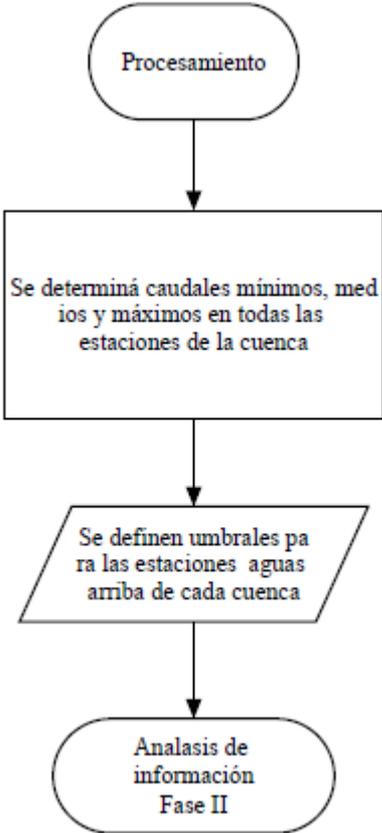


Figura 2-6: Diagrama de flujo de la fase de procesamiento

Fuente: Autor

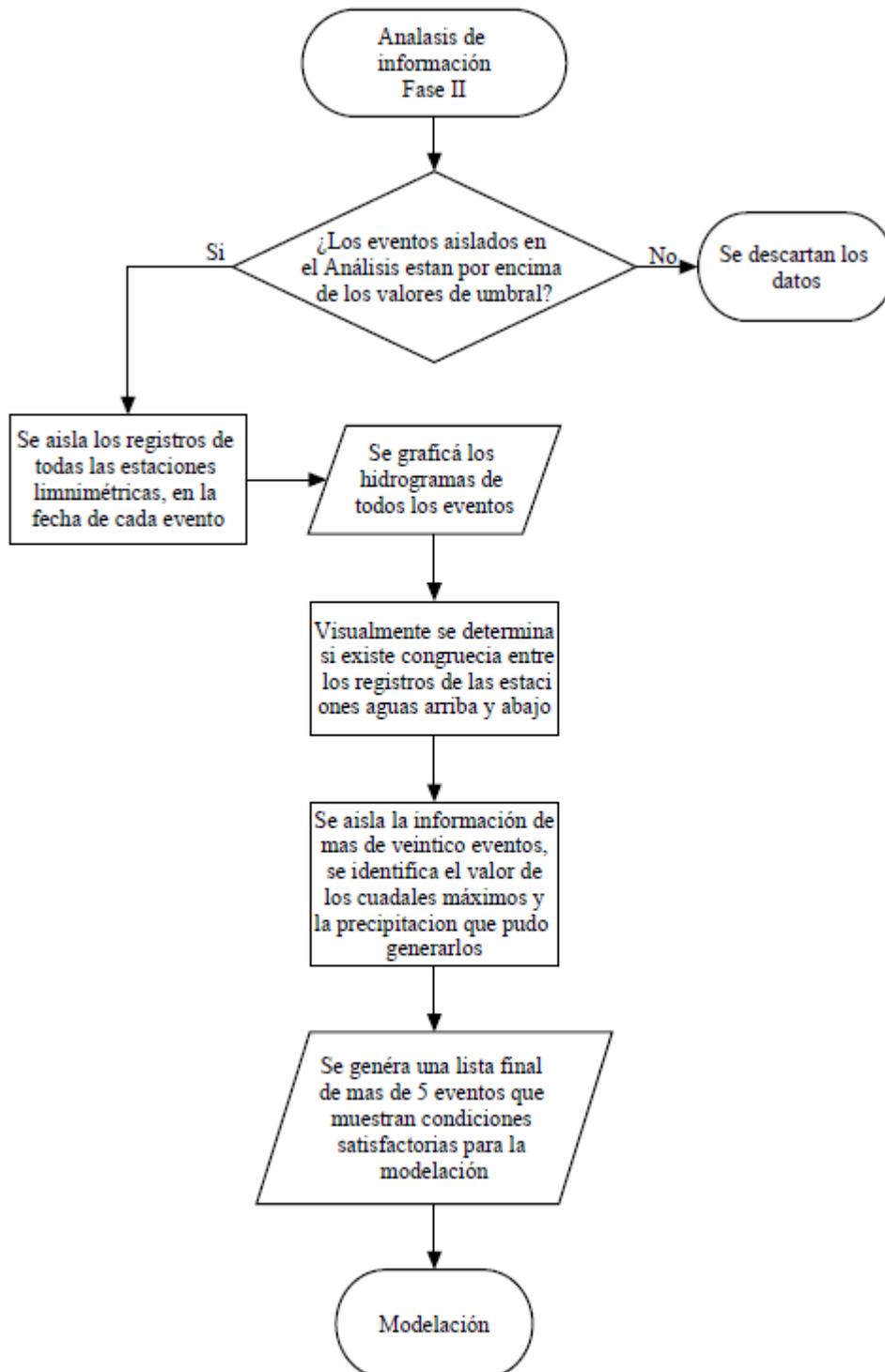


Figura 2-7: Diagrama de flujo de la segunda fase de análisis

Fuente: Autor

CAPÍTULO III

MODELACIÓN

Un modelo se puede definir como una representación simplificada de la realidad. El modelo es una abstracción del fenómeno natural. En este se reduce la complejidad y del fenómeno de modo que su comprensión y análisis sean practicables. Las simplificaciones en que se basa dependen en gran medida de las características o partes del fenómeno que se desea representar. (ORTÚZA & Willumsen, 2008, pág. 23)

3.1 Clasificación de los modelos

Los modelos pueden ser clasificados de maneras diferentes según la manera en que se hace la aproximación del fenómeno. La clasificación y las definiciones de cada tipo modelo que se ofrece en este estudio, es la provista en el manual del programa que se empleará para la modelación de los eventos de crecida seleccionados. (USACE, 2000, pág. 7)

3.1.1 Modelos físicos y matemáticos

Existen dos enfoques generales en la modelación, es decir los modelos físicos y matemáticos. En los modelos físicos el fenómeno se recrea en el prototipo del sistema, y la aproximación del fenómeno viene dada por las condiciones de laboratorio. En la modelación matemática el modelo reproduce el fenómeno físico descrito por la ecuación o un sistema de ecuaciones que describen el fenómeno en el prototipo. En este procedimiento se da lo que se denomina isomorfismo, es decir, las mismas ecuaciones sirven para describir distintos fenómenos naturales. (CHAPRA & Raymond, 2007, pág. 11)

3.1.2 Modelación de eventos o modelación continua

La característica que presenta la principal diferencia entre estos modelos es la escala de tiempo. La escala de tiempo está en función de las características que se desean estudiar dentro del fenómeno. Un modelo de eventos busca representar y analizar las características del proceso en un evento específico, en los modelos continuos se analiza las características en una serie de eventos.

3.1.3 Modelos distribuidos o promediados en el espacio

Los modelos distribuidos consideran la variación espacial de las características del sistema o de los parámetros de entrada del modelo, por lo contrario, un modelo promediado omite estas variaciones y considera que las características son homogéneas en el espacio es decir adopta valores promedio.

3.1.4 Modelos empíricos o conceptuales

La dicotomía que separa estas dos clases de modelos, proviene de las bases de las que se parte para la formulación matemática del problema. Los modelos empíricos son modelos que se ajustan matemáticamente a una serie de datos medidos u observados en experimentos que involucran al proceso natural.

Un modelo conceptual está fundamentado en las leyes físicas, o aquellas establecidas por cualquiera de las corrientes de la ciencia, que estén implicadas en el proceso o sistema natural.

3.1.5 Modelos basados en parámetros medidos u observados

La distinción entre uno y otro tipo es fundamental al momento de seleccionar un modelo. Un modelo de parámetros medidos es aquel basado en características del proceso que han sido medidas en el sistema o proceso, mientras el modelo de parámetros ajustados se basa en parámetros no basados en mediciones sino en la calibración del modelo al aproximar los resultados obtenidos frente a las observaciones. (USACE, 2000, pág. 7)

3.1.6 Modelos y programas computacionales

En el contexto de la hidrología un modelo puede ser entendido como una ecuación o ecuaciones que representan el comportamiento de los sistemas de componentes hidrológicos.

En hidrología los modelos son necesarios para distintos objetivos: predecir el incremento o reducción de la escorrentía al efectuarse cambios en el uso de suelo de la cuenca, determinar el incremento en los niveles de agua de un reservorio ante una tormenta, etc.

En todos estos casos se puede distinguir componentes que podrían ser comunes en el proceso de modelación. Se tienen ciertos datos desconocidos, cuyo cálculo es el objetivo de los estudios, a estos se les denomina salidas o resultados del modelo, y se tienen datos conocidos que pueden ser: registros de lluvia, registros de nivel, registros de caudal de los ríos de la cuenca, etc., a estos se les llama datos de entrada (USACE, 2000, pág. 5)

El término programa computacional, por otro lado, hace referencia a los algoritmos, es decir, los pasos necesarios a completar para solucionar un determinado problema, que en el contexto de la modelación corresponden a los procedimientos necesarios para solucionar una ecuación. (USACE, 2000, pág. 9)

Por lo tanto, un programa es una herramienta empleada en la solución de las ecuaciones correspondiente al modelo, sobre todo, cuando esta solución requiere de grandes volúmenes de cálculos tal y como sucede en las soluciones ofrecidas por los métodos numéricos

3.2 Modelo lluvia-escorrentía

El proceso de lluvia-escorrentía de manera simplificada comprende: la precipitación en la cuenca producto de un cambio meteorológico, las pérdidas del volumen de agua precipitada y por último el flujo superficial, subsuperficial y subterráneo del volumen del agua que no se perdió.

El proceso de escorrentía es de extrema complejidad, debido a la gran cantidad de variables que intervienen, así como, la no linealidad del sistema. Un modelo lluvia-escorrentía es aquel que describe el proceso de escurrimiento generado a partir de los cambios hidrometeorológicos en una cuenca. (WU & Chau, 2011)

3.2.1 Proceso de lluvia-escorrentía según HEC – HMS

De manera simplificada, se puede decir que el programa transforma la precipitación, en precipitación efectiva y posteriormente en hidrogramas de escorrentía, de ahí su nombre. La simulación de los fenómenos que implica el proceso, desde que se da la precipitación hasta el aporte de la escorrentía a los cauces principales, es concebida por HEC-HMS bajo el siguiente esquema (USACE, 2000, pág. 13):

- Modelos de cálculo de escorrentía efectiva
- Modelos de escorrentía directa (flujo superficial y subsuperficial)
- Modelos de flujo base (flujo subterráneo)

3.2.2 Clasificación de los modelos lluvia-escorrentía en HEC – HMS

Se ha considerado conveniente exponer la variedad de modelos con los que cuenta el programa, así como su clasificación. Se han omitido los modelos de flujo base y flujo en cauces o de tránsito de inundaciones; debido a que el alcance de este estudio no implica el análisis del primero, y el segundo será tratado con mayor amplitud a lo largo de este capítulo. Los modelos de cálculo de volumen de escorrentía y su clasificación, dada por los autores del programa, son los listados en la siguiente tabla:

Tabla 3-1: Clasificación de modelos de pérdida

Modelos de cálculo de precipitación efectiva	
Modelo	Tipo de modelo
Tasa inicial y constante de infiltración	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación de eventos.
Número de curva del SCS	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación de eventos.
Malla de número de curva del SCS	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación de eventos.
Green y Ampt	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación de eventos.
Tasas de déficit y constante	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación continua.
Modelo de humedad del suelo continua	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación continua.
Malla de humedad de suelo continua	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados, modelación continua.

Fuente: (USACE, 2000, pág. 14)

Tabla 3-2: Clasificación de modelo de escorrentía directa

Modelos de escorrentía directa	
Modelo	Tipo de modelo
Hidrograma unitario especificado por el usuario	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados.
Hidrograma unitario de Clark	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados.
Hidrograma unitario de Snyder	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados.
Hidrograma unitario del SCS	No distribuido, empírico, de parámetros ajustados.
Clark modificado	Distribuido, empírico, de parámetros ajustados.
Onda cinemática	No distribuido, conceptual, de parámetros ajustados.

Fuente: (USACE, 2000, pág. 14)

3.2.3 Datos de entrada empleados en el modelo lluvia-escorrentía

3.2.3.1 Estaciones de las cuencas estudiadas

3.2.3.1.1 Descripción de las estaciones

Las estaciones cuyos datos han sido empleados en la modelación, son las de la cuenca del Yanuncay, es decir, Pucán, Soldados y Yanuncay AJ Tarqui, estas pertenecen a la red hidrometereológica de ETAPA EP. Las estaciones de Chirimachay y Matadero en Sayausí no fueron empleadas en esta fase del estudio, ya que el tránsito de hidrogramas se ha considerado parte inalienable de la fase de modelación.

Debido a lo anterior, se procederá a describir únicamente las estaciones de la cuenca del río Yanuncay. Las estaciones cuyos registros han sido empleados, en el tránsito de hidrogramas, son la estación mixta de Pucán y la estación limnimétrica de AJ Tarqui. Los equipos que constan en estas dos estaciones registran los datos de manera analógica; estos fueron instalados como parte de los planes ejecutados por el Cuerpo Suizo de Socorro en los años posteriores al Desastre de la Josefina. (ETAPA EP, 2015)

3.2.3.1.2 Ubicación

En la cuenca del Yanuncay las estaciones pluviométricas se encuentran en la parte alta de la cuenca y las estaciones limnimétricas se ubican en la parte alta y baja de la cuenca, su posición y coordenadas son mostradas en la Figura 3-1 y la Tabla 3-3 respectivamente.



Figura 3-1: Ubicación de las estaciones del Yanuncay

Fuente: Google Earth

Tabla 3-3: Coordenadas de las estaciones del Yanuncay empleadas en la modelación

Estación	x	Y	Elevación msnm
Pucán	703349	9674079	3000
AJ Tarqui	697544	9675024	3000
Soldados	721853	9677521	2528

Fuente: Autor

3.2.3.1.3 Áreas de aporte

Para un manejo consistente de la terminología a lo largo del presente capítulo se hará referencia al área de aporte de la estación de Pucán como subcuenca Alta y al área de la estación AJ Tarqui como subcuenca Baja.

La Subcuenca Baja representa la escorrentía del área de la cuenca fuera de la Subcuenca Alta, en consecuencia, todos los aportes laterales, en otras palabras, el caudal aportado por los tributarios no monitoreados junto con el agua que escurre sobre el terreno, se considera están representados por los volúmenes de escorrentía de esta área de aporte. No existe mediciones que pudiesen evidenciar la magnitud de estos aportes, excepto por la estación en la salida de la cuenca. Las únicas observaciones con que se cuenta para comparar los resultados calculados para la Subcuenca Baja, son los hidrogramas de dicha estación.

El impedimento que surge ante el uso de esta información para el propósito tratado es indudable. El hidrograma de la estación representa el tránsito del hidrograma de Pucán junto con el de los hidrogramas de los tributarios no monitoreados. Si es que se transita el hidrograma de Pucán y se compara sus valores respecto a lo observado en AJ Tarqui, se estaría omitiendo tanto los caudales de los tributarios entre las dos estaciones como la escorrentía de la cuenca baja. Escenario que solo resulta moderadamente razonable cuando la precipitación se concentró en el área de la cuenca alta.

Por el contrario, si solo se considera el volumen de escorrentía de la parte baja de la cuenca, prescindiendo de los valores del hidrograma transitado desde Pucán, se estaría omitiendo un volumen considerable de escorrentía proveniente de la Subcuenca Alta.

En función de ambas variantes, es entonces recomendable el empleo de ambos componentes, es decir, un hidrograma que sea la suma del tránsito del hidrograma de Pucán con el hidrograma de escorrentía de la subcuenca Baja. Dicha suposición se hace con en el fin de emplear la mejor aproximación disponible del proceso modelado. La primera subcuenca mencionada, tiene un área equivalente a cerca de tres veces el área de la subcuenca baja, el uso de suelo predominante en el área de aporte de Pucán es el páramo. En la Subcuenca Baja los usos de suelo predominantes, en orden

descendente, según el porcentaje que comprenden son: páramo, pasto y bosque alto andino.

3.2.3.1.4 Eventos seleccionados para la modelar el proceso lluvia-escorrentía

Se ha seleccionado nueve eventos en función de la magnitud de su caudal, calidad de información y ciertas características de interés para el estudio, es decir, ciertas particularidades observadas en los eventos que pudiesen servir posteriormente para señalar tanto las limitaciones como las bondades de los modelos usados. Para mantener una cierta consistencia al referirse a los eventos a lo largo del trabajo, se ha adoptado las abreviaciones detalladas en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4: Eventos utilizados en el modelo lluvia-escorrentía

Fecha de inicio del evento	Fecha de finalización del evento	Abreviación asignada
19/05/1999 10:30	20/05/1999 12:10	ev1
01/10/2000 12:10	02/10/2000 12:05	ev2
17/05/2008 13:30	18/05/2008 14:10	ev3
27/05/2008 14:35	28/05/2008 17:45	ev4
31/05/2008 18:30	01/06/2008 23:50	ev5
08/07/2008 11:35	09/07/2008 18:15	ev6
11/06/2009 15:55	12/06/2009 18:45	ev7
06/02/2010 17:40	08/02/2010 15:00	ev8
21/04/2015 14:45	21/04/2015 21:00	ev9

Fuente: Autor

3.2.4 Componentes del modelo lluvia-escorrentía de la cuenca del Yanuncay

El modelo está compuesto de dos subcuencas, las que se han denominado subcuenca Alta y subcuenca Baja; los usos de suelo de ambas subcuencas se encuentran detallados en los anexos 2.1 y 2.2 de este trabajo. Para ambos modelos se ha empleado únicamente los valores de lluvia de la estación de Pucán. Las subcuencas junto con el tramo de río a ser modelado, son mostradas en la figura 3-2.



Figura 3-2: Subcuencas empleadas en el modelo lluvia-escorrentía

Fuente: Autor

3.2.5 Modelos seleccionados para el proceso de lluvia-escorrentía

Los modelos escogidos para simular los procesos de escorrentía y escorrentía directa son respectivamente el método del número de curva del SCS y el hidrograma unitario del SCS, debido a que la amplia experiencia en estudios hidrológicos locales sustenta su aplicación.

3.2.5.1 Método del número de curva del SCS

El modelo de número de curva del SCS ha sido usado recurrentemente en estudios hidrológicos debido, en gran parte, a la simplicidad que este ofrece en su aplicación. El método fue formulado por esta institución en 1954. (PONCE & Hawkins, 1996, pág. 11)

Cabe mencionar que el modelo está sustentado por una gran cantidad de datos empíricos y ha alcanzado una gran aceptación por su indiscutible practicidad. Modelos de mayor complejidad tienen la desventaja de no poder representar correctamente el proceso a causa de la heterogeneidad de las distintas características dentro de una misma cuenca, es así que la simplicidad del modelo favorece su versatilidad. (PONCE & Hawkins, 1996, pág. 17) El modelo se basa en las siguientes hipótesis, (CHOW, Maidment, & Mays, 1994, págs. 150-151):

- La profundidad de la precipitación efectiva es menor o igual a la profundidad de la precipitación total.

- La profundidad de agua retenida en la cuenca es menor a la retención potencial máxima.
- Existirá una cantidad de escorrentía que se perderá antes del encharcamiento, a esta se la denomina abstracción inicial.
- La escorrentía potencial será la diferencia entre la profundidad de precipitación y la abstracción inicial.
- La relación entre la retención en la cuenca y la retención máxima es la misma que la relación entre la precipitación efectiva y la escorrentía potencial máxima.
- Al realizarse una variedad de estudios en cuencas pequeñas, se determinó por relación empírica que la abstracción inicial es el 20% de la abstracción potencial máxima.

Las expresiones necesarias para aplicar el método son las siguientes:

$$I_a = 0.2S$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Donde:

I_a = abstracciones iniciales en mm

S = abstracción potencial máxima en mm

P_e = profundidad de precipitación efectiva en mm

P = profundidad de precipitación en mm

Al graficarse en varios eventos la precipitación registrada versus la precipitación efectiva, se elaboró curvas como las mostradas en la Figura 3-3.

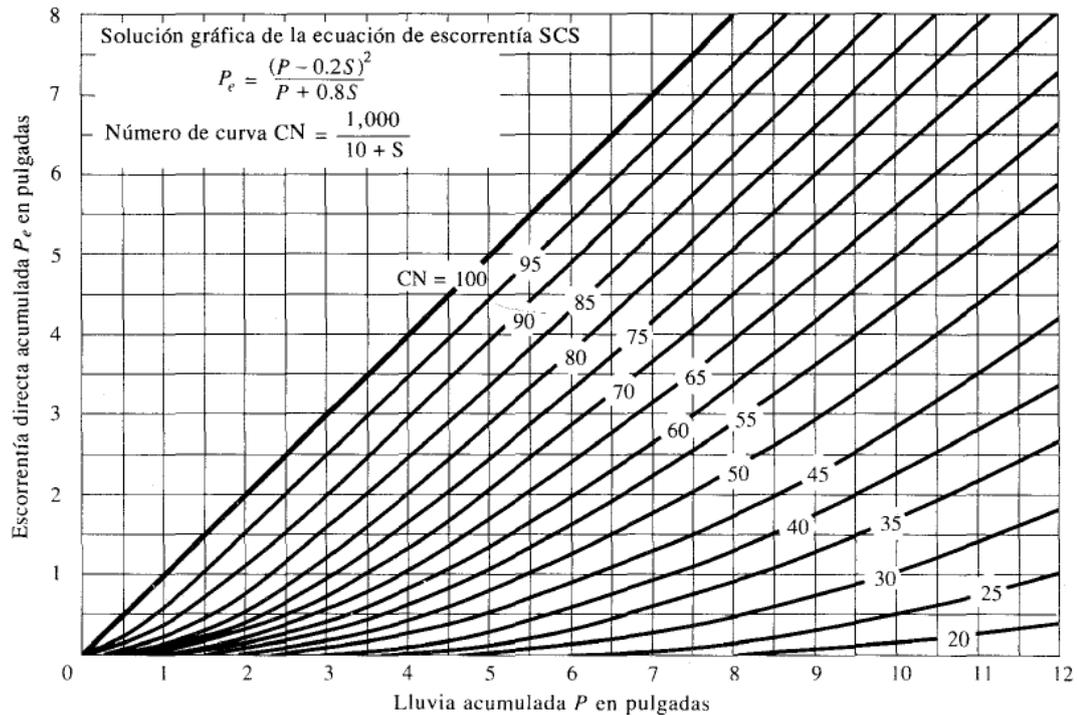


Figura 3-3: Precipitación versus precipitación efectiva según CN

Fuente: (CHOW, Maidment, & Mays, 1994, pág. 152)

Los números de curva están en función del tipo de suelo, uso de suelo, condiciones de la superficie y la precipitación acumulada durante los cinco días anteriores al evento modelado. (SCS, 2004, pág. 1)

3.2.5.2 Hidrograma unitario del SCS

Los hidrogramas unitarios son aquellos en que el área bajo la curva es igual al volumen de agua resultante de multiplicar una unidad de altura, por el área total de la cuenca. (APARICIO, 1992, pág. 211) Su aplicación consiste en que al ser una representación del flujo de un volumen unitario, este mismo hidrograma podría servir para representar volúmenes de escorrentía que son múltiplos o fracciones del volumen conceptual. (APARICIO, 1992, pág. 212)

Según lo anterior, la aplicación de los hidrogramas unitarios es una simplificación, que asume una relación lineal del proceso que se da entre la lluvia y la escorrentía directa. Esto introduce ciertas limitaciones, debido a que no se contempla ciertos factores tales como la intensidad de la lluvia, ya que la forma del hidrograma se considera idéntico para cada unidad de precipitación. (APARICIO, 1992, pág. 212)

El hidrograma unitario del SCS es sintético, es decir, las características del hidrograma tales como el tiempo de la caudal punta o el valor de este, están relacionados a distintas características de la cuenca lo que propicia el uso de este en cualquier cuenca indistintamente de sus características. (CHOW, Maidment, & Mays, 1994, pág. 232)

La formulación del hidrograma unitario empleado es la siguiente:

$$U_p = C \frac{A}{T_p}$$

C = 2.08 para el sistema métrico decimal

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag}$$

$$T_{lag} = 0.6 t_c$$

Donde:

U_p = caudal punta del hidrograma unitario en m^3/s

C = constante de conversión

A = área de la cuenca en m^2

T_p = tiempo en que se da el caudal punta en el hidrograma unitario en min

Δt = duración del exceso de precipitación en min

T_{lag} = tiempo de retardo en min

t_c = tiempo de concentración en min

El gráfico del hidrograma unitario del SCS y sus coordenadas son los siguientes:

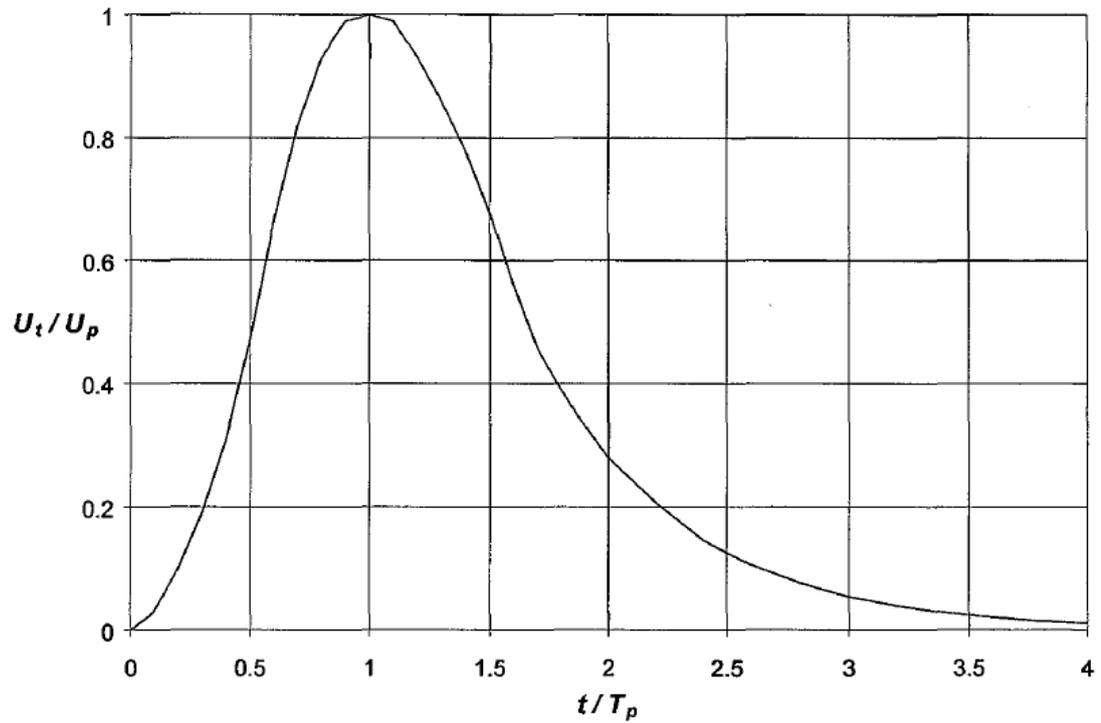


Figura 3-4: Hidrograma unitario del SCS

Fuente: (USACE, 2000, pág. 59)

Tabla 3-5: Coordenadas del hidrograma unitario del SCS

T_p/t	U_t/U_p
0.00	0
0.50	0.43
1.00	1
1.50	0.65
2.00	0.32
2.50	0.16
3.00	0.075
3.50	0.036
4.00	0.018

Fuente: (VILLÓN, 2002)

3.2.6 Valores empleados al ajustar el modelo lluvia-escorrentía

3.2.6.1 Tiempos de concentración para las subcuencas estudiadas

3.2.6.1.1 Tiempos de concentración para la cuenca alta del Yanuncay

Los valores empleados en esta sección son los mostrados en la Tabla 3-6. En el caso del tiempo de retardo se ha calculado como el 60% del tiempo de concentración, valor sugerido por la formulación del hidrograma unitario del SCS. (APARICIO, 1992, pág. 236)

Tabla 3-6: Tiempos de concentración para la cuenca alta del Yanuncay

	Giandotti	Témez	Kirpich
Tiempo de concentración(h)	5.01	8.54	3.95
Tiempo de retardo(min)	180.36	307.44	142.20

Fuente: (ESTRELLA, 2015, pág. 87)

3.2.6.1.2 Cálculo del tiempo de concentración para la cuenca baja

Para el cálculo del tiempo de concentración existen varias fórmulas, se optó por tres distintas expresiones; estas fueron las ecuaciones de:

Kirpich

$$t_c = 0.0078 * L_p^{0.77} * S^{-0.385}$$

Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * \sqrt{S * L}}$$

Témez

$$T_c = 0.3 * \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración en min

T_c = tiempo de concentración en h

L_p = longitud del curso de agua más largo en ft

L = longitud del curso de agua más largo en km

S = pendiente media del cauce principal en m/m

A = área de la cuenca en km^2

Los datos empleados para calcular los tiempos de concentración son los mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 3-7: Características de la cuenca del Yanuncay

Datos empleados		
L	24.28	km
S	0.0271	m/m
A	106.16	km^2

Fuente: Autor

Los resultados arrojados son los siguientes:

Tabla 3-8: Tiempos de concentración calculados para la cuenca baja del Yanuncay

Ecuaciones	tc(min)
Kirpich	185.93
Giandotti	226.97
Témez	403.46

Fuente: Autor

Se realizaron tres corridas en el modelo empleando cada uno de los tiempos de retardo, calculados con el fin de conocer cual se ajustaba mejor a un evento observado en la cuenca, dicho evento es el que se suscitó en la cuenca del Yanuncay el 19 de mayo de 1999 o según la nomenclatura adoptada el evento ev1.

3.2.6.1.3 Definición de tiempo de concentración de mejor ajuste para la cuenca del Yanuncay

Para este fin se ha realizado tres corridas en HEC-HMS en las que se ha empleado el mismo modelo lluvia-escorrentía, variando únicamente el valor de tiempo de concentración para las subcuencas. Los valores de tiempo al pico que se calculó en los hidrogramas sintéticos fue comparado con el tiempo en que se observó el pico en el evento ev1.

Tabla 3-9: Resultados y valores registrados de la estación mixta de Pucán, según tiempo de concentración

E. para el cálculo del tc	Kirpich	Giandotti	Témez
tp observado	20:35	20:35	20:35
tp calculado	19:50	20:27	22:31
Δtp valores en min	45	8	-116

Fuente: Autor

Tabla 3-10: Resultados y valores registrados de la estación mixta de AJ Tarqui, según tiempo de concentración

E. para el cálculo del tc	Kirpich	Giandotti	Témez
tp observado	21:15	21:15	21:15
tp calculado	20:20	20:52	22:51
Δtp valores en min	55	23	-96

Fuente: Autor

Tal y como se observa, los resultados mostraron que el valor de tiempo de concentración de Giandotti y a su vez el tiempo de retardo derivado de este, permite una mejor sincronización entre el hidrograma observado y calculado. Con base en lo anterior, se optó por usar en la modelación el tiempo de retardo calculado con la expresión de Giandotti.

3.2.6.2 Números de curva empleados en la cuenca

En este estudio se han tomado los valores de número de curva detallados por el SCS y también los números de curva empleados en un estudio realizado en la cuenca del río Tarqui. Los valores tomados de ambas fuentes se detallan en las siguientes tablas:

Tabla 3-11: Números de curva empleados en el estudio de la cuenca del Tarqui

Uso de suelo	C.H.A. II
Bosque alto andino	60
Bosque de pino	68
Bosque de eucalipto	68
Bosque de quinoa	60
Suelo de cultivo	72
Degradación	82
Páramo	58

Fuente: Autor

Tabla 3-12: Números de curva empleados en el trabajo, tomados del SCS

Uso de suelo	C.H.A. II
Laguna	100
Pasto	72
Población	82
Vía	87

Fuente: Autor

3.2.6.2.1 Números de curva empleados para ambas cuencas

Los números de curva fueron ponderados con el área que correspondía a cada uso de suelo. Las áreas y su porcentaje respecto al área de las subcuencas se encuentran en el anexo 2.2 de este trabajo. Empleando los valores antes señalados se determinó que los números de curva ponderados para las distintas condiciones de humedad antecedente son los siguientes:

Tabla 3-13: Números de curva ponderados calculados para los dos subcuencas

Subcuencas	CN ponderado		
	II	I	III
S. Alta	59	39	77
S. Baja	66	45	81

Fuente: Autor

En número de curva varía según el valor de precipitación total de los cinco días anteriores. La condición de humedad antecedente viene dada por la siguiente tabla:

Tabla 3-14: Condiciones de humedad antecedente

C.H.A.	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor de 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: (CHOW, Maidment, & Mays, 1994, pág. 153)

3.2.6.2.2 Números de curva empleados en cada evento

Los números de curva que se utilizó en el modelo lluvia-escorrentía de cada uno de los eventos variaron en función de la condición de humedad antecedente. La condición de humedad antecedente en cada evento, junto con la precipitación registrada en los cinco días anteriores son detalladas en la siguiente tabla:

Tabla 3-15: Condiciones de humedad antecedente en el Yanuncay según evento

Evento	P. acumulada en los cinco días previos (mm)	C.H.A. determinado
ev1	29.5	III
ev2	32	III
ev3	13.5	II
ev4	35	III
ev5	39	III
ev6	6.5	I
ev7	20	II
ev8	28.5	III
ev9	14.7	II

Fuente: Autor

3.2.6.3 Valores empleados en la modelación de caudal base

El caudal base fundamentalmente es considerado como la precipitación que se infiltró en el suelo, que debido al efecto regulador del medio poroso alcanza las corrientes principales con un determinado retardo y con características de flujo diferentes a los de la escorrentía directa. (APARICIO, 1992, pág. 28)

No se cuenta con datos de aforo de los flujos subterráneos. A pesar que a partir de la observación de los hidrogramas de crecidas se pueda asumir, en base a la teoría, cuales pudiesen ser los valores de caudal base, se ha tomado la decisión de simplificar la modelación de este proceso, al asumir arbitrariamente que el valor inicial de caudal base sería aproximadamente el caudal al inicio de la rama de ascenso, debido a que esta parte de la escorrentía no es directamente de interés para el estudio. (APARICIO, 1992, pág. 29)

Es necesario señalar que el cálculo del flujo base no influencia en la sincronización del caudal pico, sino en la forma del hidrograma y en los valores de caudal; esto se debe a que el caudal base se adiciona al volumen de escorrentía calculado en el programa. La expresión empleada en el modelo para describir el flujo base es la siguiente, (USACE, 2000, pág. 75):

$$Q_t = Q_0 k^t$$

Donde:

Q_t = caudal base en m^3/s para cualquier tiempo t

Q_0 = caudal base en m^3/s en el momento $t = 0$ del evento

k = constante de decaimiento

t = tiempo en minutos

El programa asume que después de un flujo de umbral la escorrentía directa termina, y en consecuencia la forma y ordenadas del hidrograma calculado serían gobernados por el caudal base, este valor de umbral es una fracción de la descarga máxima del hidrograma, esta fracción o porcentaje es fijada por el usuario. (USACE, 2000, pág. 76)

Los valores que se han asumido son los siguientes:

$$k = 0.9$$

Fracción de Q_p para el umbral = 0.1

3.3 Modelación de tránsito de hidrogramas

3.3.1 Aspectos básicos

El tránsito de hidrogramas consiste en estudiar espacial y temporalmente un hidrograma que por analogía es una onda, que al moverse a través de un tramo definido de cauce sufre cambios en su forma. Estos cambios son regidos principalmente por la convección, es decir la velocidad de la onda, y la difusión que define la proporción de atenuación de la onda (KNIGHT, 1992). Este concepto se representa en la Figura 3-5.

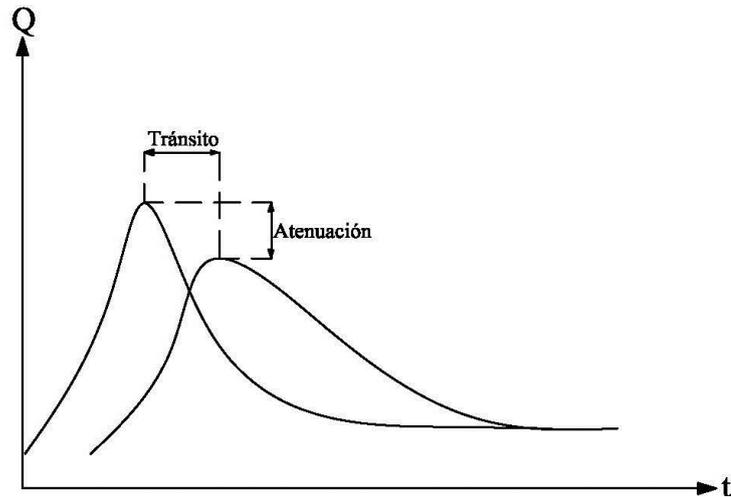


Figura 3-5: Atenuación y tránsito en hidrogramas

Fuente: Autor

La proporción con que los picos en hidrograma se atenúan está relacionado con la difusión de la onda que depende de la capacidad de almacenamiento del tramo, incrementada conforme es mayor el valor de rugosidad de fondo, y reducida con un incremento de pendiente de fondo. Se debe considerar también que la difusión es menor según se incremente el ancho libre del agua en la sección del cauce.

La pendiente del fondo del canal influye en la convección de manera inversa a la difusión, por ende, a mayor pendiente de fondo mayor convección, por otro lado el incremento en la rugosidad produce una menor convección.

3.3.2 Modelos hidrológicos e hidráulicos

Para la modelación del tránsito de hidrogramas existen dos variantes, los modelos hidrológicos y los modelos hidráulicos. La selección de uno u otro estará en función del propósito del modelo y la precisión requerida. La simplicidad y linealidad de los modelos hidrológicos, simplicidad que representa un menor grado de precisión del uno frente al otro, contrasta con la no linealidad y complejidad de los modelos hidráulicos.

3.3.2.1 Modelos hidrológicos

Los modelos hidrológicos se basan en la ecuación de almacenamiento, la cual representa el volumen de agua presente en un tramo dado, este volumen fluctúa según los valores de caudal que ingresan o salen del mismo. La ecuación es la siguiente (KNIGHT, 1992, pág. 1):

$$I - O = \frac{\partial S}{\partial t}$$

Donde:

I = flujo de entrada en m^3/s

O = flujo de salida en m^3/s

S = almacenamiento en m^3

t = tiempo en s

La ecuación expresa la tasa de almacenamiento en el tiempo, en consecuencia el área debajo de la curva es el volumen almacenado en el tramo, la curva como se observa en la parte superior del gráfico 3-6 corta con el eje de las abscisas, donde la derivada respecto al tiempo se vuelve cero y el almacenamiento alcanza su valor máximo. Evidentemente las áreas que comprenden la liberación y almacenamiento de volumen son iguales. (KNIGHT, 1992, pág. 1)

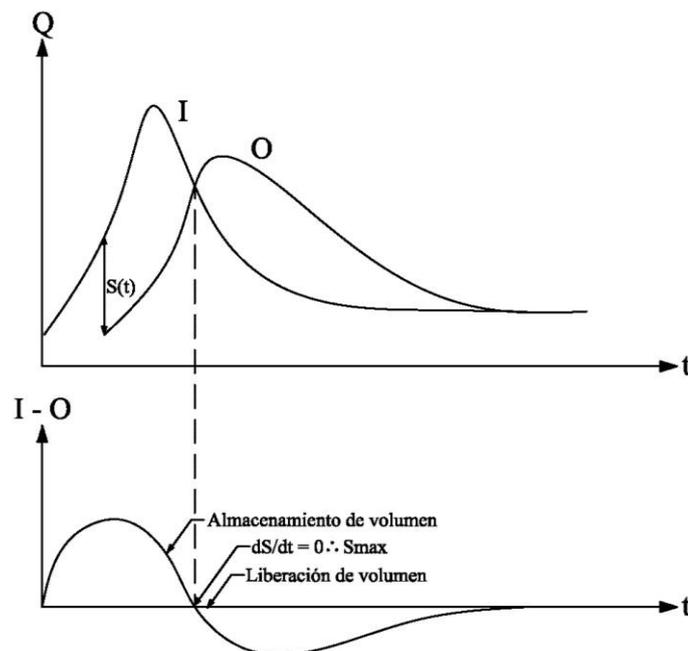


Figura 3-6: Variación del almacenamiento respecto al tiempo

Fuente: Autor

3.3.2.2 Modelos hidráulicos

Los modelos hidráulicos se basan en dos ecuaciones: la de momentum y la de continuidad. La segunda es común en todos los modelos hidráulicos para el tránsito de inundaciones, la primera, por otro lado, es sujeta a diferentes variaciones según las

simplificaciones que se hace con el propósito de facilitar la concepción física del fenómeno.

3.3.2.2.1 Ecuaciones básicas

Ecuación de continuidad o de conservación de masa

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Ecuación de momentum

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 + S_f) = 0$$

Donde:

A = area mojada en m²

Q = caudal en m³/s

x = distancia logitudinal en la dirección del flujo en m

t = tiempo en s

q = aporte lateral por unidad de longitud en m³/s

β = coeficiente de momentum

g = constante gravitacional terrestre m/s²

Z_s = elevación del espejo de agua en m o msnm

S_f = pendiente de línea de energía en m/m

3.3.2.2.2 Ecuaciones de Saint Venant

Suposiciones en que se basa, (USACE, 2000, pág. 81):

- El flujo es unidimensional, por lo tanto, la velocidad es uniforme en toda la sección transversal y el nivel de agua es horizontal a lo largo de la sección.
- La curvatura del perfil del flujo a lo largo del canal y en la sección son pequeñas, en consecuencia, la aceleración vertical es despreciable y la presión es hidrostática.
- Los efectos de fricción son considerados con las leyes de fricción de flujo estable.
- La pendiente media del fondo del canal es pequeña, y el coseno del ángulo formado por el fondo del canal y la horizontal puede ser remplazado por la unidad.

3.3.2.2.3 Modelos según las simplificaciones de las ecuaciones de Saint Venant

La no linealidad y la complejidad de las ecuaciones de Saint Venant hace inviable una solución analítica, esto ha hecho que sea necesario plantear ecuaciones simplificadas partiendo de las expresiones originales. Los modelos que se ha generado partiendo de las implicaciones mencionadas, prescinden de distintos términos de la ecuación de momentum, pero la ecuación de continuidad no es alterada.

Con fines ilustrativos, a continuación se muestra la ecuación de momentum en su forma conservativa con sus términos identificados.

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 + S_f) = 0$$

↓

Aceleración
local

↓

Aceleración
conservativa

↓

Fuerza de
presión

↓

Fuerza
gravitacional

↓

Fuerza de
fricción

Los términos empleados según cada tipo de modelo son los siguientes:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 + S_f) = 0$$

Ecuación de onda cinemática

Ecuación de onda de difusión

Ecuación de onda completa

Entiéndase por onda completa, la ecuación original de momentum de Saint Venant. Las otras dos ecuaciones planteadas pertenecen respectivamente a los llamados modelos de convección difusión o modelos de analogía de convección, y la ecuación restante corresponde a los modelos de convección pura.

3.3.2.2.4 Modelos de convección-difusión y convección pura

Las ecuaciones de momentum y continuidad no son utilizadas directamente en los modelos, sino expresiones derivadas de la combinación de ambas. Los términos de dichas expresiones simplificadas son similares, pero no iguales a las mostradas en el anterior apartado.

Para describir las ecuaciones es conveniente emplear una variante más apropiada de estos términos, tal y como la propuesta por Price. Estas expresiones son los mostrados a continuación:

3.3.2.2.5 Modelos de convección – difusión

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \omega \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\mu}{\omega} \frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial x} = \omega q$$

Donde:

ω = coeficiente de convección

$\frac{\mu}{\omega}$ = coeficiente de difusión

q = aporte lateral por unidad de longitud en m^3/s

3.3.2.2.6 Modelo de convección pura

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \omega \frac{\partial Q}{\partial x} = \omega q$$

Donde:

ω = coeficiente de convección

q = aporte lateral por unidad de longitud en m^3/s

3.3.2.2.7 Usos de las diferentes aproximaciones de las ecuaciones de Saint Venant

Los modelos de onda completa o también llamados de onda dinámica son empleados para describir resaltos hidráulicos, oleajes y rupturas de presa o ríos de baja pendiente. Su ventaja es la información que entregan, es decir, el caudal, la velocidad, el calado, etc. Pero la desventaja en su empleo yace en la precisión de la información hidráulica y geométrica que requieren. Con base en lo anterior y en favor de la eficiencia, se recomienda usar modelos simples en todas las secciones del río y modelos dinámicos completos, una vez se defina las secciones de interés para el estudio. (ABRIL B. , 1997, pág. 177)

A su vez el empleo de los dos esquemas simplificados de las ecuaciones de onda completa, es decir: los modelos de convección-difusión y los modelos de convección pura; estará condicionado por las propiedades del río o canal donde se calcule el tránsito.

En el caso de los modelos de convección-difusión se ignoran los términos de aceleración de la ecuación completa de momentum, pero se conservan los términos de fuerza. Las suposiciones citadas son válidas en ríos de gran pendiente pero los términos omitidos pueden tomar relevancia si se modela en ríos de pendiente baja. (USACE, 2000, pág. 82)

La ecuación es válida en los casos en que la siguiente desigualdad postulada por Ponce se cumpla. (PONCE & Yevjevich, 1978)

$$TS_0 \left(\frac{g}{d_0} \right)^{1/2} \geq 30$$

Donde:

T = duración de crecida o período de onda en s

d_0 = profundidad nominal en m

S_0 = pendiente del fondo del canal en m/m

En el caso de los modelos de onda cinemática la convección se vuelve dominante y la laminación de la onda es despreciable tal y como se afirma en el siguiente párrafo. (USACE, 2000, pág. 82)

La propiedad que se ha comprobado tiene la mayor influencia, sobretodo en la ecuación de momentum en canales de gran pendiente y crecientes rápidas, es la pendiente del fondo del canal, en consecuencia se podrían ignorar los otros términos de la ecuación de momentum y aun así el error se podría asumir es insignificante. Por lo tanto, es posible aproximar la pendiente del fondo del canal a la pendiente de fricción. (USACE, 2000, pág. 82)

En consecuencia el modelo es aplicable en ríos de pendiente más pronunciada, donde se observa que los picos presentan atenuación baja y por lo tanto se deduce que en la convección la relevancia de la difusión ha pasado a un segundo plano. Características como las descritas son típicos de ríos de montaña. (USACE, 2000, pág. 82)

Para realizar el tránsito con los modelos basados de convección pura, debe cumplirse (PONCE & Yevjevich, 1978):

$$\frac{TS_0u_0}{d_0} \geq 171$$

Donde:

T = duración de crecida o período de onda en s

d_0 = profundidad nominal en m

u_0 = velocidad media referencial en m/s

S_0 = pendiente del fondo del canal en m/m

3.3.3 Limitaciones de los modelos desarrollados en HEC – HMS

Los modelos de tránsito de inundaciones del programa se basan en las ecuaciones de momentum y continuidad, pero en cada una de estos se simplifica u omiten términos, de la formulación, para así poder llegar a la solución. Según lo anterior, no se deben emplear los modelos que por las simplificaciones en que se basan no representan razonablemente ciertas características de los hidrogramas o del canal en el que se hace el tránsito. (USACE, 2000, pág. 94)

En el manual se enumeran los escenarios o características de flujo que los modelos del programa no pueden representar, estas son los siguientes (USACE, 2000, págs. 94-96):

3.3.3.1 Efectos de remanso

Este efecto se produce cuando existen puentes, aportes importantes de tributarios, marea, etc. Esta característica hace que los flujos se retarden y atenúen. Condiciones como las enumeradas previamente, tiene un efecto considerable en el flujo aguas arriba de las secciones donde se encuentra la contracción o represamiento del flujo. (USACE, 2000, pág. 94)

Los modelos del programa no pueden representar este fenómeno, debido a que la estructura del programa ha sido concebida para calcular las características del flujo desde aguas arriba hacia aguas abajo, y por ende, en el cálculo no son considerados las condiciones en las secciones intermedias del tramo o en su frontera aguas abajo. (USACE, 2000, pág. 94)

3.3.3.2 Almacenamiento en planicies de inundación

Cuando el flujo supera la capacidad de transporte del río, como sucede en las secciones de canales con planicies de inundación, las condiciones de rugosidad fuera del cauce hacen que el flujo se estanque, atenuando el hidrograma y reduciendo la velocidad del flujo. (USACE, 2000, pág. 94)

Para que un modelo considere este efecto debe contemplarse una distribución de velocidad variable en la sección del cauce, junto con coeficientes de rugosidad distintos para la sección dentro del cauce y la planicie de inundación. (USACE, 2000, pág. 94)

3.3.3.3 Interacciones de la pendiente de fondo del canal y las características del hidrograma

El flujo varía considerablemente según la pendiente del canal. Los modelos incorporados en el programa no consideran ciertos términos de la ecuación de momentum que son relevantes cuando la pendiente del fondo del canal es pequeña, es decir los términos de aceleración. Las desigualdades dadas en la sección 3.3.2.2.8 de este trabajo pueden emplearse para definir si un modelo es apto o no para realizar el tránsito de hidrogramas, según la pendiente, en el río o canal.

3.3.3.4 Configuración de la red de drenaje

Se puede emplear los modelos si la red de drenaje de la cuenca muestra una configuración dendrítica, donde el flujo de todos los tributarios se da en la misma dirección sin que los cauces sean paralelos, y los tributarios no causan efectos de remanso relevantes en el cauce principal. Los modelos no son válidos en redes complejas donde el flujo cambia de dirección o se divide durante el evento estudiado.

3.3.3.5 Ocurrencia de flujo subcrítico y supercrítico

Si los cambios en el régimen de flujo son frecuentes e impredecibles, entonces no se puede aplicar ninguno de los modelos con los que cuenta el programa.

3.3.3.6 Disponibilidad de datos para la calibración

Los modelos basados en parámetros físicos se pueden emplear con mayor seguridad que los modelos empíricos en cuencas en que no se tenga registros de flujo observados aguas arriba y abajo del tramo en que se hará el tránsito.

3.3.3.7 Lineamientos dados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU para el uso de los modelos del HEC – HMS

Existen ciertos lineamientos dados en el manual técnico del programa que podrían orientar al usuario hacia cual modelo es apropiado para la aplicación requerida. En esta sección del modelo se provee además de expresiones que permiten evaluar rápidamente cual modelo podría ser el más apto según sea el propósito de la modelación. (USACE, 2000, pág. 96)

3.3.4 Pruebas en modelos

Se ha optado por tratar dos de los seis modelos disponible en HMS para tránsito de inundaciones. Estos modelos son muy conocidos en el entorno local, dichos modelos son Muskingum y Muskingum-Cunge. Los otros no serán empleados según los motivos que serán expuestos a lo largo de esta sección. En el caso del modelo de Puls Modificado el método requiere de una serie de perfiles de flujo junto con las caudales aguas abajo. (USACE, 2000, pág. 83)

Aunque se cuenta con la información limnimétrica a la salida de la cuenca del Yanuncay, no se cuenta con información referente a los perfiles de flujo, que tal y como sugiere el manual deberían ser las huellas de distintas crecidas. Más aún el uso de Puls modificado es recomendado cuando existen efectos de remanso en el río, escenario que se presume es ajeno al observado en el Yanuncay. (USACE, 2000, pág. 96)

En el caso del método de Onda Dinámica, se debe considerar que ha sido adaptado en el programa para representar flujo superficial, es decir, para primordialmente poder

simular el escurrimiento de la precipitación sobre el terreno, en consecuencia la aplicación sugerida por su formulación difiere del proceso que se busca modelar en esta sección del trabajo. (USACE, 2000, pág. 64)

Los métodos de Straddle Stagger y el método de Retardo esencialmente consisten en desplazar la onda, o hidrograma en el tiempo. Cabe mencionar que la anterior simplificación podría ajustarse razonablemente a lo observado en el Yanuncay, donde la atenuación de la onda es despreciable. (USACE, 2000, pág. 89)

A pesar de lo acotado se ha optado por no emplear los dos últimos modelos, debido a que la formulación del primero no se detalla en la documentación del programa y el segundo se le ha restado importancia en el estudio, ya que, al ser un modelo de parámetros ajustados no podría ser empleado en la predicción del tránsito de hidrogramas. (USACE, 2000, pág. 15)

3.3.4.1 Modelos empleados en las pruebas

3.3.4.1.1 Muskingum

La ecuación de Muskingum considera que el almacenamiento en un tramo de canal se puede dividir en una cuña y un prisma. El prisma es el volumen comprendido entre el fondo del canal y un plano paralelo al fondo del canal, que se asume es la superficie del agua cuando el calado es el mismo en ambos extremos del tramo.

El volumen de la cuña es el volumen remanente entre un plano paralelo al fondo del canal y la superficie del agua que se supone es una superficie plana que presenta inclinación respecto al fondo, esta inclinación es positiva o negativa según los valores de calado en la sección inicial o final del tramo, por lo que el volumen de la cuña se considerará positivo, negativo o nulo según los siguientes casos.

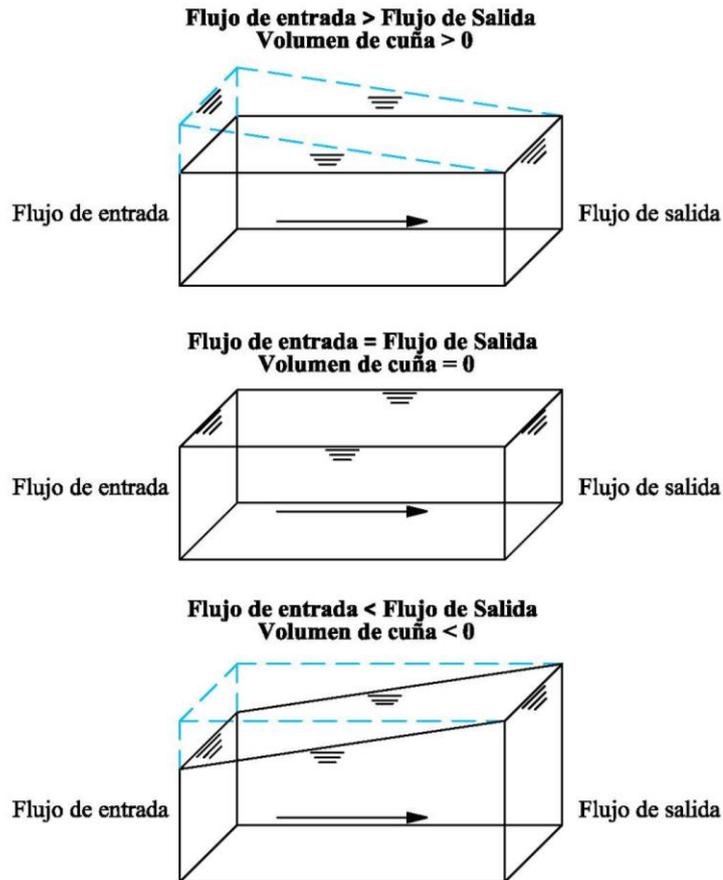


Figura 3-7: Volumen de cuña según los valores de I y O

Fuente: Autor

Cuando el volumen de la cuña es positivo se debe a que el flujo de entrada en el tramo es mayor al flujo de salida, de darse esto el volumen del prisma es positivo y se considera que el agua está siendo almacenada en el tramo. Lo opuesto, es decir, un flujo de salida mayor a uno de entrada implicaría que el agua almacenada está siendo liberada del volumen almacenado en tramo.

Un valor de cero en la cuña quiere decir que el almacenamiento ha alcanzado su valor máximo, si es que esto se da en un tiempo t mayor al tiempo t en que se presenta el primer caso. Todos los casos expresados en la figura se encuentran comprendidos en la siguiente expresión:

$$I - O = \frac{\partial S}{\partial t}$$

O expresado en diferencias finitas como:

$$\left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2}\right) - \left(\frac{O_{t-1} + O_t}{2}\right) = \left(\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t}\right)$$

Donde:

I = flujo de entrada en m³/s

O = flujo de salida en m³/s

S = volumen almacenado en el tramo en m³

Δt = intervalo de tiempo en s

t = tiempo en s

Se puede considerar también que el volumen del prisma es el obtenido al multiplicar O por el tiempo en que el flujo atravesaría el tramo, es decir K; mientras que el volumen de la cuña sería la diferencia entre I y O multiplicado igualmente por K. Lo mencionado se observa en la siguiente expresión:

$$S = KO_t + KX(I_t - O_t)$$

Donde:

K = tiempo que tarda el flujo en atravesar el tramo de canal en s

X = coeficiente de ponderación

$$0 \leq X \leq 0.5$$

Combinando la última expresión con la ecuación de almacenamiento se obtiene las siguientes expresiones:

$$O^{n+1} = C_1 I^n + C_2 I^{n+1} + C_3 O^n + C_4$$

$$C_1 = \frac{KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

$$C_2 = \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

$$C_3 = \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

$$C_4 = \frac{q^* \Delta t \Delta x}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

Donde:

q^* = aporte lateral en m^3/s

Δt = intervalo de tiempo empleado en el cálculo del tránsito en s

Observando las expresiones resulta claro que los valores a obtener previo a la utilización del modelo son K y X. K se puede estimar al restar el tiempo en que se registra el caudal pico aguas abajo, del tiempo en que se da el caudal pico aguas arriba. X se puede estimar por prueba y error, o con el Abaco de la figura 3-8, hasta que se consiga una sincronización aceptable entre el Qp del hidrograma observado y el Qp del hidrograma calculado. Los valores de K y X debe caer en el ábaco.

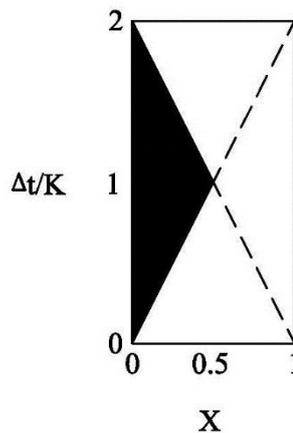


Figura 3-8: Abaco para estimar el valor de X en función de K y el intervalo de tiempo

Fuente: (USACE, 2000, pág. 88)

3.3.4.1.2 Muskingum - Cunge

El método, como su nombre lo sugiere, es una variante del modelo anterior. Este fue formulado por Cunge en 1969. La variante del método original consiste en calcular los coeficientes K y X mediante expresiones derivadas de la ecuación de momentum

simplificada usada en los modelos de convección difusión. Esta expresión se encuentra detallada en la sección 3.3.2.2.6 de este estudio.

Las expresiones en cuestión son las siguientes:

$$K = \frac{\Delta x}{\omega}$$

$$X = \frac{1}{2} - \frac{\alpha \overline{Q}_p}{L\omega\Delta x}$$

$$\overline{Q}_p = Q_p - \frac{Q^*}{2}$$

$$Q^* = \frac{\alpha Q_p}{(L/T_p)^3} \left| \frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial x} \right|$$

$$\alpha = \frac{L}{2BS_0}$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial x} = \frac{Q_p^{-\Delta t} - 2Q_p + Q_p^{\Delta t}}{(\Delta t)^2}$$

Donde:

ω = convección estimada en m^2/s

Δx = paso en el espacio empleado para realizar los cálculos en s

α = parámetro de atenuación

Q^* = atenuación en m^3/s

L = longitud del tramo en m

T_p = tiempo a la punta en h

B = ancho de fondo de la sección del canal en m

Δt = paso en el tiempo empleado para realizar los cálculos en s

Q_p = caudal punta en m^3/s

3.3.4.2 Comparación entre modelos

Los modelos matemáticos, cual quiera que sea su campo de aplicación, son una representación simplificada de la realidad y por ende son una aproximación del fenómeno más no una réplica exacta de este. Para poder asegurar que los resultados obtenidos por el modelo realmente representan el fenómeno, es necesario medir cuan cercanos numéricamente son estos resultados a los valores registrados en las mediciones.

Evidentemente la existencia de una gran gama de modelos conlleva, en consecuencia, una no menor variedad de expresiones matemáticas para evaluar cuanta precisión ofrece un determinado modelo al describir o predecir un fenómeno observado. El tránsito de hidrogramas no es la excepción en cuanto se refiere a la diversidad de criterios para estimar su precisión. Distintas expresiones han sido desarrolladas o empleadas con el propósito de realizar una evaluación objetiva de la precisión de un modelo, ya sea, con respecto al fenómeno u otros modelos. (GREEN & Stephenson, 2001, pág. 31) Consecuentemente es necesario realizar la pregunta ¿Cuál es en verdad el criterio preponderante al evaluar la precisión de un modelo? (GREEN & Stephenson, 2001, pág. 395)

En síntesis, el trabajo de los autores señala que un solo criterio o parámetro no puede ser empleado en todos los casos de estudio. Como se ha expresado, existe una extensa variedad de criterios, pruebas y metodologías. El criterio que definirá la precisión del modelo depende fundamentalmente de que se busca modelar, es decir, que parte de los resultados son de interés para el estudio propuesto. (GREEN & Stephenson, 2001, pág. 405)

Con base en las exhaustivas pruebas realizadas por Abril en 1997, así como, las realizadas por otros autores de trabajos de similar temática, se ha optado por emplear pruebas estandarizadas, formuladas por el Centro de Ecología e Hidrología del Concejo de Investigación del Reino Unido. (ABRIL B. , 1997)

Las pruebas estandarizadas no solo permitirán medir la precisión de los modelos que se podrían emplear en el tránsito de los hidrogramas, sino también, evaluar otro aspecto de importancia aún mayor, es decir, sus limitaciones. Las limitaciones del

modelo se refirieren a su rango de aplicación ligado, en esencia, a las suposiciones y simplificaciones en las cuales se basa. Tener una mayor comprensión del funcionamiento de las expresiones matemáticas, así como conocer las limitaciones de los modelos, es sin lugar a dudas un paso ineludible previo a su aplicación y a la interpretación de sus resultados; solo así, existirá una menor incertidumbre en la aproximación obtenida por el modelo para los fines que se persiga.

En la modelación y estudio de inundaciones, tres características particulares son necesarias para evaluar la precisión del modelo al representar un evento de crecida; estas características son: el valor del caudal pico, el tiempo en que se muestra el caudal pico en el hidrograma calculado, y el área debajo de la curva de este gráfico. Consecuentemente comparar sus porcentajes de error relativo respecto a los valores medidos, son la medida cuantitativa de la bondad de ajuste de cada modelo. (ABRIL B. , 1997, pág. 250)

3.3.4.3 Pruebas propuestas por el Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido para el Reporte de Estudios de Inundaciones

3.3.4.3.1 Breve reseña sobre el CEH y organismos superiores de investigación del Reino Unido

Los organismos estatales del Reino Unido encargados de desarrollar la investigación, en esta unidad política de países, son los Consejos de Investigación del Reino Unido. Evidentemente el propósito de estos es el aportar a: la sociedad, la economía y la ciencia. Estas instituciones financian la investigación y educación en distintas ramas que van desde las ciencias humanas hasta la física e ingeniería. Existen siete Consejos de Investigación, entre estos, el Consejo de investigación del Medio Ambiente o NERC por sus siglas en inglés. (Consejo de Investigación del Reino Unido, 2015)

El Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido forma parte del NERC. El CEH es una organización de nivel mundial enfocado en el estudio e investigación de los suelos, ecosistemas de agua dulce y sus interacciones con la atmósfera. (Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido, 2015) La función del CEH, es la de a través del monitoreo a largo plazo, análisis y modelación entregar información ambiental local y global para alertar sobre los cambios que se dan en el planeta, así como, soluciones en manejo del suelo y de los cuerpos de agua. (Centro de Ecología e

Hidrología del Reino Unido, 2015) El CEH no solo opera en el Reino Unido, sino también, en Europa y el resto del mundo para colaborar con organismos sin fines de lucro, gobiernos y otras organizaciones.

3.3.4.4 Prueba del FSR

La prueba estipulada por el CEH para este tipo de estudios es el Reporte para Estudios de Inundación, o FSR por sus siglas en inglés, el que consiste en el siguiente problema: Considere el tránsito de una hidrograma sintético en un canal uniforme rectangular. Las características geométricas del canal son las siguientes:

Longitud del canal (L) = 100 Km

Ancho del fondo de canal (B) = 50m

Pendiente de fondo de canal (So) = 0.001

Coefficiente de Manning (n) = 0.035

Caudal base (Qb) = 100 m³/s

Caudal pico (Qp) = 900 m³/s

Tiempo al pico (tp) = 24h

Factor de curvatura (β) = 16

Considere también que el caudal de entrada vendrá dado por el hidrograma sintético cuya ecuación es la siguiente:

$$I = Q_b + (Q_p - Q_b) * \left(\frac{t_i}{t_p} * e^{1 - \frac{t_i}{t_p}} \right)^\beta$$

I = caudal de entrada en m³/s

Q_b = caudal base en m³/s

Q_p = caudal pico en m³/s

t_p = tiempo del caudal pico en s

t_i = tiempo en el elemento "i" en s

β = Factor de curvatura, su valor para el FSR es de 16

Posteriormente se realizarán tránsitos a través del canal especificado al variar progresivamente su pendiente entre los valores a continuación detallados:

$$S_o = 0.002$$

$$S_o = 0.001$$

$$S_o = 0.0005$$

$$S_o = 0.000025$$

3.3.4.5 Modelo RIMA

El programa de Análisis Morfodinámico de ríos o RIMA, por sus siglas en inglés, ha sido desarrollado para predecir el comportamiento hidrodinámico y morfodinámico unidimensional de ríos y canales. Este modelo describe el fenómeno de flujo en dos fases, modelando el funcionamiento hidrodinámico de la fase líquida, así como de la fase sólida de fondo y en suspensión para analizar el transporte de sedimentos heterogéneos de varias fracciones granulométricas.

El modelo RIMA ha sido verificado en comparación con otros modelos unidimensionales y bidimensionales conocidos (ABRIL, Altinakar, & Jia, Modelación numerica de tránsito de flujo en valle de inundacion, 2012), validado con estudios en canales de laboratorio de fondo fijo y móvil (ABRIL, Altinakar, & Wu, 2012) (ABRIL, 2012) y utilizado en diversos proyectos de ingeniería en aplicaciones hidrodinámicas y morfo dinámicas en ríos de valle y de montaña (ABRIL, 2012) (Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute, 2009)

3.3.4.6 Pruebas realizadas siguiendo el esquema planteado en el FSR

Ya que el propósito de las pruebas es determinar cuál es modelo más apto disponible en HEC-HMS, para el tránsito de los hidrogramas es las condiciones que propone este estudio, se consultó la bibliografía del programa para posteriormente realizar las pruebas en los modelos recomendados.

Existen seis modelos disponibles en HEC-HMS para el tránsito de inundaciones, enumerados por el orden dado en el entorno del programa: Onda Cinemática, Retardo, Pulse Modificado, Muskingu, Muskingum – Cunge y Straddle Stagger. Como ya se ha mencionado en la sección 3.3.4.1, los tres primeros modelos del anterior párrafo, a

pesar de estar listados como métodos de tránsito de inundaciones, no son aptos para los objetivos de este estudio. Por ende los modelos que se ajustaron a lo requerido fueron Muskingum y Muskingum – Cunge.

Para tener una referencia más precisa de los valores del flujo al final del tramo, se utilizará el programa River Morphodynamic Analysis (RIMA) desarrollado por Abril. (ABRIL B. , 1997) Los modelos de RIMA a emplear serán los basados en onda completa, Saint – Venant, y modelo de convección difusión ambos solucionados con el método de elementos finitos.

El modelo empírico de Muskingum se los calibrará según las características de los hidrogramas transitados con la solución de las ecuaciones completas de Saint Venant del programa RIMA. Con el fin de contar con una medida cuantitativa de la bondad de ajuste de cada modelo, se encontrará el porcentaje de error en la conservación de volumen, al determinar la diferencia porcentual del volumen de cada uno de los hidrogramas de salida, con respecto al volumen del hidrograma entrada.

El volumen conservado al transitar el hidrograma, es una buena regencia de la correcta formulación del modelo funcionamiento del modelo y representa además una valoración no subjetiva de la aproximación en magnitudes de los valores calculados versus los observados. (ABRIL B. , 1997, pág. 226)

Debido a que el estudio se enfoca en las inundaciones y consecuentemente en los caudales picos, adicionalmente se obtendrá los porcentajes de error en la magnitud de los picos y el tiempo en que se registran, respecto a los valores obtenidos por el modelo RIMA con las ecuaciones de Saint – Venant.

3.3.4.6.1 Resultados obtenidos de las pruebas del FSR

A continuación se muestra los resultados para cada uno de los casos del FSR. Los hidrogramas resultantes han sido reportados en el anexo 3 del documento. El porcentaje de conservación de volumen respecto al hidrograma, son detallados a continuación.

Tomar en cuenta que para presentar los resultados se ha optado por la siguiente nomenclatura tanto en esta sección como en el anexo 3.

Tabla 3-16: Casos del FSR según pendiente de fondo

Caso	So
1	0.002
2	0.001
3	0.0005
4	0.00025

Fuente: Autor

Tabla 3-17: Porcentaje de conservación de volumen según modelo

Caso	Porcentaje de volumen conservado según modelo			
	Muskingum	Muskingum -Cunge	c-D RIMA	Saint - Venant RIMA
1	100.00%	101.04%	100.08%	100.33%
2	100.00%	100.53%	100.11%	100.41%
3	100.50%	99.22%	100.68%	100.51%
4	100.00%	95.41%	100.80%	101.36%

Fuente: Autor

3.3.4.6.2 Observaciones y conclusiones sobre los resultados de las pruebas del FSR

El modelo que muestra el mejor porcentaje de conservación de volumen, es decir aquel cuyo volumen del hidrograma de salida muestra menores diferencias respecto al volumen de entrada, tal y como se observa es el modelo de Muskingum. Aun así se debe señalar dos características del modelo: es un modelo empírico, el modelo es de convección pura.

El modelo de Muskingum únicamente desplaza el hidrograma en el tiempo manteniendo su forma, pero no sus magnitudes. La forma del hidrograma de salida debería deformarse y no mantener la forma casi simétrica del hidrograma de entrada.

En el caso de que la pendiente sea alta, en otras palabras que la convección sea más relevante que la difusión, el hidrograma se debe empinar. Por lo contrario con una menor pendiente la convección es menos relevante que la difusión, y debido a los efectos de almacenamiento, el hidrograma se lamina por lo que su forma se aplana.

Esta característica que debe acentuarse con la reducción progresiva de la pendiente de fondo realizada en las pruebas del FSR, pero el método al no considerar los efectos de difusión no puede representar fielmente la forma del hidrograma. Por lo anterior, y con base en la formulación del modelo, se puede afirmar que el hidrograma de salida del modelo no es más que un hidrograma producto de una relación lineal con el hidrograma de entrada y es entonces esta la razón por la cual el modelo muestra la mejor conservación de volumen.

Muskingum muestra una conservación de volumen aceptable hasta que la pendiente de fondo baja de a 0.00025, las mismas recomendaciones del manual señalan que ni el modelo de Muskingum ni el de Muskingum-Cunge pueden emplearse en pendientes de fondo menores a 0.0004. Solamente un modelo de onda completa como el incorporado en RIMA y HEC-RAS pueden usarse en condiciones semejantes. (USACE, 2000, pág. 95)

Se debe señalar una singularidad evidenciada en los hidrogramas calculados en HEC-HMS. Al inicio de la rama de ascenso los hidrogramas se despegan de la solución de onda completa y de Convección-Difusión solucionada con elementos finitos. En el caso de Muskingum esto se pudiera justificar debido a las simplificaciones mencionadas, pero en el caso de Muskingum-Cunge, que es un modelo de convección al igual que el de RIMA, esto no debería suceder ya que los dos modelos parten de la misma formulación. La única diferencia considerable entre el modelo de c-D de RIMA y Muskingum- Cunge de HEC-HMS, es la solución matemática adoptada por cada uno de los programas. (USACE, 2000, pág. 82)

El error no es de importancia si el pico es la parte de interés del hidrograma transitado, como en el caso de este estudio, pero numéricamente la diferencia es considerable ya que se sobrestima el caudal en la rama de ascenso. Como se observará en los hidrogramas graficados en el anexo 3 tanto Muskingum como Muskingum-Cunge

aproximan el pico de manera razonable, pero la forma del hidrograma es mejor representada por el segundo modelo. Esto es más evidente conforme la pendiente de fondo se ve reducida en su valor y la importancia de la difusión prima por sobre la de la convección

En el caso de este estudio en el que el río tiene una pendiente considerable y la convección es dominante respecto a la difusión, según lo observado en las pruebas, tanto Muskingum como Muskingum-Cunge pueden ser utilizados para determinar el tiempo de llegada del pico del hidrograma, pero debido a que Muskingum no puede predecir el comportamiento del sistema a menos que se cuente con el hidrograma de entrada y salida en el tramo, se empleará Muskingum-Cunge.

3.3.4.7 Valores utilizados para el tránsito de hidrogramas

Ambas subcuencas empleadas en los modelos lluvia-escorrentía se conectan a la salida, la primera a través de un tránsito que representa el tramo río entre la estación de Pucán y la salida de la cuenca; y la segunda cuyo aporte representa no solamente la escorrentía de la cuenca baja sino también el aporte de los tributarios intermedios entre la estación y la salida de la cuenca. La discretización detallada previamente se ha hecho en base a la disponibilidad de información.

El tránsito realizado en HEC-HMS es una representación del tramo de río mostrado en la Figura 3-9, así mismo se puede observar las estaciones limnimétricas aguas arriba y abajo del tramo. Los registros de ambas estaciones fueron empleadas para obtener los hidrogramas de entrada y los valores observados que servirían para ajustar los resultados arrojados por el modelo de tránsito.



Figura 3-9: Ubicación georreferenciada de las estaciones y el tránsito

Fuente: Google Earth

Los datos del tramo son los detallados en la siguiente tabla:

Tabla 3-18: Características del tramo

Datos del tramo	
L(m)	24280
So	0.0271
N	0.035
B(m)	10
S de paredes del canal(xH:1V)	1.4

Fuente: Autor

La longitud del tramo del canal se calculó con herramientas de procesamiento vectorial del programa QGIS, el valor de pendiente del fondo del canal fue tomado de los valores calculados por Estrella en un análisis de características fisiográficas de la cuenca del Yanuncay. (ESTRELLA, 2015) Con respecto al valor de coeficiente de rugosidad de Manning, es decir la rugosidad del fondo del canal, fue tomado de los valores de rugosidad establecidos por Horton para ser usados en las fórmulas de Manning y Kutter. (VILLÓN, 2002, pág. 248)

Los valores de ancho y pendiente de paredes del canal fueron tomados del estudio hidrodinámico realizado por Abril, en el río Yanuncay, que han sido obtenidos al emplear Saint Venant en el programa RIMA, también en este último programa. (ABRIL B. , Estudios hidrodinámicos de las crecidas de junio 2007 en la cuenca del río Paute, 2007) En el caso de estas dos dimensiones de la sección transversal del canal, por prueba y error se ha verificado que estos valores son los que mejor ajuste muestran al realizar el tránsito.

Para el tránsito de hidrogramas se emplearon los mismos eventos que en la modelación del proceso de lluvia-escorrentía. La modelación de estos eventos conlleva una deficiencia observable. En estos eventos el tránsito no se puede apreciar de manera correcta, debido a que el hidrograma de la estación aguas arriba, es decir de Pucán, se ve alterado por los aportes laterales. En vista de lo anterior, se ha optado por emplear otros tres eventos en donde la influencia de los aportes laterales, o en otras palabras, el agua que escurrió sobre el terreno en la parte de la cuenca fuera de la Subcuenca Alta más los caudales de los tributarios no monitoreados, numéricamente no eran relevantes.

3.3.4.8 Eventos empleados en el tránsito puro de hidrogramas

Tabla 3-19: Eventos de tránsito puro

Fecha de inicio del evento	Fecha de finalización del evento	Abreviación asignada
16/02/1999 11:10	17/02/1999 22:45	ev1h
26/02/1999 19:40	27/02/1999 19:15	ev2h
08/03/2000 1:55	09/03/2000 21:10	ev3h

Fuente: Autor

3.4 Sistema de Modelación Hidrológica del USACE

El Sistema de Modelación Hidrológica del Centro de Investigación Hidrológica del USACE, más conocido por sus siglas en inglés como HEC-HMS. Es un programa de simulación del proceso de lluvia-escorrentía y de procesos tránsito de hidrogramas tanto en cauces naturales como en aquellos que cuentan con estructuras de control. Este programa es el sucesor y remplazo del HEC-1. (USACE, 2000, pág. 1)

Como ya se ha señalado, el programa cuenta con varios modelos para la modelación del proceso de lluvia-escorrentía y también para el tránsito de hidrogramas. La manera en que representa la lluvia-escorrentía es a través de una serie de modelos. Estos son: modelos de cálculo de volumen de escorrentía, modelos de escorrentía directa, modelos de caudal base. (USACE, 2000, pág. 13) Por lo mencionado, se puede decir que el modelo representa de manera apropiada los componentes principales del proceso hidrológico durante un evento de crecida. Por lo tanto la selección del programa para este estudio es correcta. Estudios de similar temática han empleado el programa en cuestión. Más aún se conoce de estudios realizados en cuencas de la ciudad, tales como el de Coello en la cuenca Tarqui, en que se ha usado el sistema. (COELLO, 2015)

CAPÍTULO IV

RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

4.1 Resultados del modelo lluvia-escorrentía

Para presentar los resultados del modelo, se detallarán los valores calculados correspondientes a la Subcuenca Alta y aquellos calculados para la Subcuenca Baja. Los resultados para ambas subcuencas, se mostrarán junto con los valores observados. A continuación se muestran en forma tabulada los resultados obtenidos en el modelo junto con los valores observados durante los eventos correspondientes.

Adicionalmente se ha colocado el porcentaje de error relativo para el cálculo del caudal pico y el área debajo de la curva. La diferencia en minutos entre los picos observados y calculados, se ha elegido mostrarla en los resultados del modelo hidrodinámico.

Tabla 4-1: Resultados del modelo lluvia-escorrentía

Resultados del modelo en la Subcuenca Alta	
Evento	Precipitación acumulada(mm)
ev1	17.5
ev2	10.5
ev3	11.5
ev4	15.5
ev5	20
ev6	14
ev7	21.5
ev8	13.5
ev9	27.5

Fuente: Autor

Tabla 4-2: Valores obtenidos del modelo lluvia-escorrentía para la Subcuenca Alta

Resultados del modelo en la Subcuenca Alta				
Evento	Magnitud	Calculado	Observado	%e
ev1	Qp	91.2	72.9	25.10%
ev2	Qp	24.3	38.4	36.72%
ev3	Qp	20.3	61.4	66.94%
ev4	Qp	33.2	123.6	73.14%
ev5	Qp	73.5	85.9	14.44%
ev6	Qp	15.3	56.2	72.78%
ev7	Qp	32.4	111.8	71.02%
ev8	Qp	34.8	98.2	64.56%
ev9	Qp	81.4	66.9	21.67%
*Qp viene dado en m ³ /s				

Fuente: Autor

Tabla 4-3: Volumen de escorrentía observado y calculado en la Subcuenca Alta

Resultados del modelo en la Subcuenca Alta			
	Volumen (m³)		
Evento	Observado	Calculado	%e
ev1	38628.70	47706.75	19.03%
ev2	14670.90	26158.00	43.91%
ev3	13823.15	28164.25	50.92%
ev4	36056.25	58091.00	37.93%
ev5	38460.50	47497.75	19.03%
ev6	24139.25	55638.50	56.61%
ev7	24461.90	59306.00	58.75%
ev8	49038.30	85063.00	42.35%
ev9	24406.10	23100.75	5.65%

Fuente: Autor

Tabla 4-4: Valores obtenidos del modelo lluvia-escorrentía para la Subcuenca Baja

Resultados del modelo en la Subcuenca Baja				
Evento	Magnitud	Calculado	Observado	%e
ev1	Qp	130.3	85.7	52.04%
ev2	Qp	44.3	58	23.62%
ev3	Qp	30.4	87.6	65.30%
ev4	Qp	57	175.5	67.52%
ev5	Qp	108.5	136.3	20.40%
ev6	Qp	24.4	99.1	75.38%
ev7	Qp	53.7	152	64.67%
ev8	Qp	49.8	113.3	56.05%
ev9	Qp	81.4	109.8	25.87%
*Qp viene dado en m ³ /s				

Fuente: Autor

Tabla 4-5: Volumen de escorrentía observado y calculado en la Subcuenca Baja

Resultados del modelo en la Subcuenca Baja			
	Volumen (m³)		
Evento	Observado	Calculado	%e
ev1	66532.25	55910.75	19.00%
ev2	37753.60	38313.00	1.46%
ev3	25269.50	42359.25	40.34%
ev4	70148.85	80069.50	12.39%
ev5	71553.30	74680.25	4.19%
ev6	46668.90	87488.75	46.66%
ev7	50922.80	82407.50	38.21%
ev8	78665.15	99025.00	20.56%
ev9	28509.25	31401.00	9.21%

Fuente: Autor

Como complemento, para una mejor interpretación de los resultados del modelo, se ha adjuntado en el anexo 4 del trabajo los hidrogramas obtenidos con el programa.

4.2 Resultado del modelo hidrodinámico para los eventos del modelo lluvia-escorrentía

Los resultados obtenidos en el tránsito realizado en HEC HMS son los siguientes:

Tabla 4-6: Resultados del tránsito en los eventos de lluvia-escorrentía

Resultados del tránsito					
Evento	Magnitud	Calculado	Observado	%e	Δt_p
ev1	Qp	91.2	85.7	6.42%	-
	tp	21:20	21:15	-	-5.00
ev2	Qp	24.3	58	58.10%	-
	tp	18:58	19:35	-	37.00
ev3	Qp	20.3	87.6	76.83%	-
	tp	19:43	19:00	-	-43.00
ev4	Qp	33.2	175.5	81.08%	-
	tp	22:12	22:35	-	23.00
ev5	Qp	73.5	136.3	46.07%	-
	tp	2:59	2:50	-	-9.00
ev6	Qp	15.3	99.1	84.56%	-
	tp	0:10	22:00	-	1310.00
ev7	Qp	32.4	152	78.68%	-
	tp	23:41	23:15	-	-26.00
ev8	Qp	34.8	113.3	69.29%	-
	tp	21:48	23:30	-	102.00
ev9	Qp	81.4	109.8	25.87%	-
	tp	19:00	17:55	-	-65.00
*Qp viene dado en m ³ /s, tp y Δt_p se muestra en el formato de hh:mm					

Fuente: Autor

4.2.1 Observaciones sobre los resultados del modelo hidrodinámico para los eventos del modelo lluvia- escorrentía

Los valores que reflejan la precisión del modelo solo pueden observarse en el tránsito de hidrogramas cuando la influencia de los tributarios no es representativa. Los resultados obtenidos en la modelación de los eventos que mostraron estas condiciones se detallan en la siguiente sección.

4.3 Resultados del modelo hidrodinámico para los eventos de tránsito puro

Para el modelo de tránsito puro se ha probado dos variantes. Utilizando los mismos datos de longitud, pendiente y sección transversal del tramo, se ha usado dos valores de coeficiente de rugosidad de Manning. Esto con el fin de mostrar la similitud en los resultados, pero también para evidenciar la importancia que radica en seleccionar este valor.

Tabla 4-7: Valores obtenidos en el tránsito puro para los eventos seleccionados, usando un $n = 0.035$

Resultados usando un valor de $n = 0.035$						
Evento	Magnitud	Observado Pucán	Calculado	Observado	e%	Δtp
ev1	Qp	54.4	54.4	56.04	3%	-
	tp	14:50	15:56	16:05	-	9
ev2	Qp	52.1	52.1	49.00	6%	-
	tp	1:25	2:31	2:40	-	9
ev3	Qp	47.8	47.3	45.53	4%	-
	tp	18:00	19:05	19:15	-	10

*Qp viene dado en m^3/s , tp y Δtp se muestran en minutos

Fuente: Autor

Tabla 4-8: Valores obtenidos en el tránsito puro para los eventos seleccionados, usando un $n = 0.05$

Resultados usando un valor de $n = 0.05$						
Evento		Observado Pucán	Calculado	Observado AJ Tarqui	e%	Δtp
ev1	Qp	54.4	54.4	56.04	3%	-
	tp	14:50	16:16	16:05	-	-11
ev2	Qp	52.1	52.1	49.80	5%	-
	tp	1:25	2:49	2:40	-	-9
ev3	Qp	47.8	47.1	45.53	3%	-
	tp	18:00	19:24	19:15	-	-9

*Qp viene dado en m^3/s , tp y Δtp se muestran en minutos

Fuente: Autor

4.3.1 Observaciones sobre los resultados del modelo hidrodinámico para los eventos de tránsito puro

Según la temática y objetivos que atañen este trabajo, se considera conveniente mostrar la variación en el tiempo de viaje de los picos en una crecida según el coeficiente de rugosidad seleccionado. Adicionalmente, con el propósito de mostrar la influencia del coeficiente de rugosidad de fondo en características del tránsito tales como la convección, y la difusión, se han realizado los siguientes gráficos. Los gráficos se han elaborado empleando los mismos datos de tramo que los empleados en el modelo para la modelación hidrodinámica en HEC-HMS.

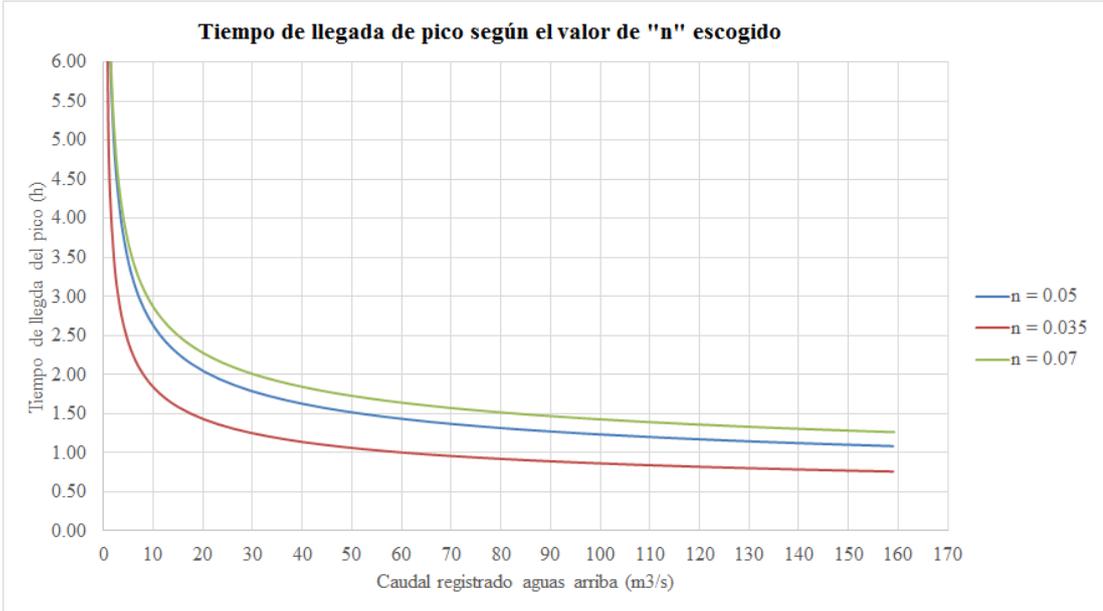


Figura 4-1: Tiempo de llegada según el valor de n

Fuente: Autor

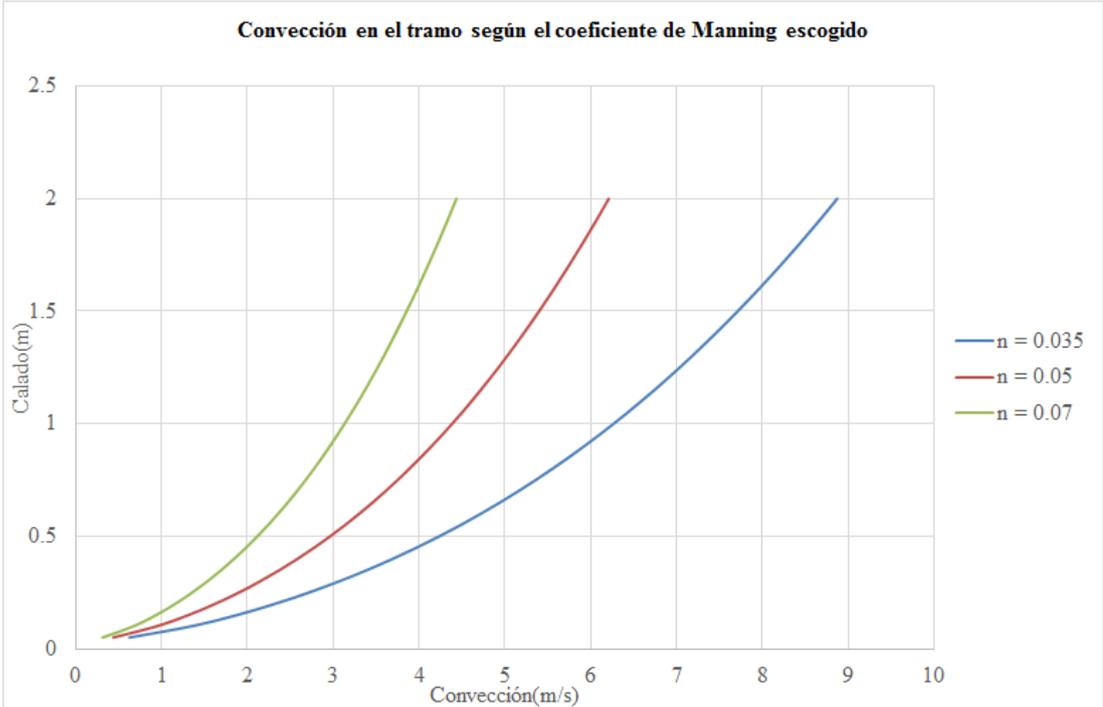


Figura 4-2: Convección en el tramo según el valor de n

Fuente: Autor

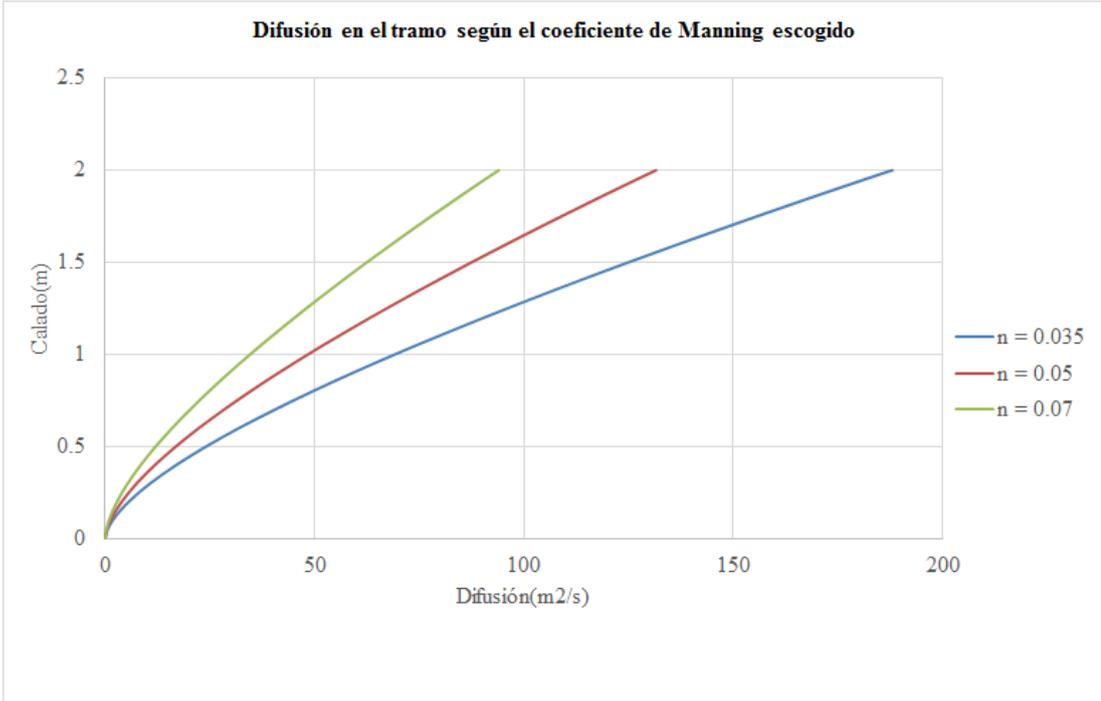


Figura 4-3: Difusión en el tramo según el valor de n

Fuente: Autor

CONCLUSIONES

Conclusiones de los resultados del modelo lluvia-escorrentía

- En los eventos 1 y 5 se observa la menor diferencia temporal entre el pico calculado y observado, los eventos se encuentran en los anexos 4.4.1.1 y 4.4.5.1 de este estudio. La fórmula para el cálculo del tiempo de concentración que mostro el mejor ajuste fue la de Giandotti, valor que según la manera en que HEC-HMS calcula el hidrograma del modelo lluvia-escorrentía, influencia en el tiempo al pico.
- En los eventos 1, 5 y 9 la precipitación y por lo tanto el volumen calculado muestra la menor divergencia respecto a los volúmenes de escorrentía observados en Pucán. Tal y como se muestra en los anexos 4.4.1.1, 4.4.5.1, 4.4.9.1 de este trabajo.
- Así mismo en la estación de Pucán en los seis eventos restantes, se puede observar que la cantidad de lluvia registrada por la estación no justifica los niveles registrados en las estaciones aguas arriba del cauce y a la salida del Yanuncay, esto indica que la información pluviométrica que se empleó en este estudio no es suficiente para poder registrar correctamente la lluvia y su distribución espacial.
- Esto se debe a que se ha trabajado con una sola estación, ya que la otra estación disponible está separada por apenas 10 km en línea recta. La precipitación de esta única estación se asumió representa la altura de precipitación en toda la cuenca. Esta deficiencia se ve exacerbada, debido a que las estaciones al ser analógicas no registran la lluvia con precisión que permita describir de mejor manera las tormentas en el tiempo.
- Los resultados que se desprenden de las ecuaciones de los métodos del número de curva son extremadamente sensibles a la cantidad de lluvia que se registre en la cuenca. Es por esto que los resultados no reflejan de manera razonable los

subsecuentes volúmenes de escorrentía, si la profundidad de precipitación registrada no muestra concordancia en sus magnitudes respecto a las anteriores.

- La precisión del cálculo de volúmenes de escorrentía, está en función directa del área donde se asume existió una precipitación uniforme en un intervalo de tiempo, que en este caso es la duración de la precipitación en exceso. (USACE, 2000, pág. 58)
- El inferir que la precisión de los volúmenes se verá afectada también por la discretización de la cuenca en sus subcuencas es plausible. Ya que si se asume que llovió de igual manera en una extensión de área mayor a la que en realidad se vio comprometida durante la tormenta, se sobrestimaría los volúmenes de escorrentía. Lo anterior se puede afirmar es lo que sucedió en el Evento 1(anexo 4.4.1.2) y Evento 9 (anexo 4.4.9.2).
- La forma de los hidrogramas es mejor representada si la rama ascendente de la curva no muestra pendiente excesiva o cercana a la vertical. Debido a que el hidrograma calculado no es más que la suma de hidrogramas unitarios sucesivos, correspondientes a la precipitación en exceso para una duración dada, la forma de los hidrogramas se mantiene inalterada indistintamente de la intensidad de la precipitación.
- Lo anterior se puede ilustrar si se observa el Evento 9 (anexo 4.4.9.1), en el que hubo una tormenta de gran intensidad concentrada en un área relativamente pequeña de la cuenca, lo que se tradujo en un incremento súbito en la magnitud de la descarga registrada en estación mixta de Pucán.
- Por lo contrario en eventos como el Evento 5 (anexo 4.4.5.1) en el hidrograma se muestra que el caudal se incrementa en un periodo de tiempo relativamente prolongado, producto de una precipitación de menor intensidad a la registrada en el evento 9, esto causó que la pendiente de la rama de ascenso sea menor y consecuentemente más cercana a la del hidrograma calculado.

- En la curva de recesión de los hidrogramas observados se presume que existen dos factores que podrían influir en su pendiente y por tanto la velocidad con la que se libera el volumen almacenado en el tramo, estos son: el flujo base y precipitaciones de baja intensidad y duración.
- El primero está compuesto del agua que se infiltró en el suelo durante y después de la tormenta junto con el flujo remanente de precipitaciones previas y aguas subterráneas. Y al igual que el segundo factor posible, no puede ser considerado apropiadamente en la modelación debido a que no se cuentan con mediciones del proceso.
- El primer factor, podría afectar no solo la curva de recesión sino a la forma del hidrograma completo calculado, porque se ha simplificado el proceso del flujo base.
- Por otro lado, el segundo factor también podría ser causa de una curva de recesión que no refleje de manera apropiada lo observado si es que, como se mencionó antes, la precipitación no se ha registrado en la estación debido a la distribución espacial de la tormenta.

Conclusiones de los resultados del modelo hidrodinámico para los hidrogramas generados con el modelo lluvia-escorrentía

- Cabe mencionar que la aproximación del modelo hidrodinámico no puede ser juzgada en base a los hidrogramas calculados, si estos son el resultado del hidrograma transitado más un hidrograma generado por el modelo lluvia-escorrentía. Ya que el hidrograma transitado al final del tramo se vería alterado y por tanto el hidrograma total no refleja los valores arrojados por el modelo hidrodinámico.
- Tomando en consideración lo anterior, los hidrogramas transitados se compararon con los observados en la salida de la cuenca. En siete de los nueve eventos el tiempo al pico calculado se desfasó por más de 20 minutos con el

tiempo observado. Es necesario mencionar que en seis de los siete el volumen calculado de escorrentía estaba muy por debajo de lo observado.

- En contraste los eventos en que se consiguió una sincronización razonable entre los picos calculados y observados los volúmenes de escorrentía eran cercanos a los observados, esto se muestra en los eventos 1 y 5 tal y como se evidencia en los anexos 4.4.1.3 y 4.4.5.3.
- Por lo anterior se puede deducir que la precisión en el modelo hidrodinámico, cuando se transita un hidrograma generado por un modelo lluvia escorrentía, se ve influenciada por la calidad de información pluviométrica con la que se cuenta.
- Con respecto a las características de los hidrogramas transitados, se debe mencionar que en ninguno de los eventos el programa muestra atenuación en los picos, y se debe a que la alta pendiente del tramo hace que la difusión no sea relevante en el tránsito de los hidrogramas como se ha determinado en las distintas pruebas en el modelo.
- Se debe señalar una singularidad observada en uno de los eventos, más específicamente en el evento 6, en el cual es evidente que se suscitó una tormenta en una de la subcuencas, de uno de los tributarios aguas abajo de Pucán. El caudal asciende en casi $50 \text{ m}^3/\text{s}$ y el pico aguas abajo se adelanta en el tiempo en 45 minutos al tiempo pronosticado, lo anterior se puede observar en el anexo 4.4.5.2.
- Tomando en cuenta lo descrito en el párrafo anterior, se puede llegar a la conjetura de que el modelo hidrodinámico no representará apropiadamente el evento de crecida en el río a menos que se tome en consideración la influencia de los tributarios en la corriente principal.

Conclusiones de los resultados del modelo hidrodinámico para los eventos de tránsito puro

- Como se observa el desfase en el tiempo que presenta el pico observado frente al calculado es mínimo, cuando el hidrograma no se ve modificado por la influencia de otros tributarios u otras fuentes de aporte lateral.
- Otro aspecto a señalar, es el hecho de que en ninguno de los eventos se observa atenuación. Esto también se observa en el tránsito de los hidrogramas obtenidos con el modelo lluvia-escorrentía.
- Según lo mostrado en los resultados, aunque numéricamente no sea relevante, existe una diferencia palpable en la sincronización de los picos en función del coeficiente de rugosidad. Al seleccionar el coeficiente de 0.035 el pico se adelantó respecto a lo observado, por lo contrario, al incrementarse el valor a 0.05 el pico presenta un retardo frente a lo registrado en el evento.
- El coeficiente de rugosidad de fondo es entonces un factor de notable influencia en los resultados y por ende en la precisión del modelo. La selección apropiada de este coeficiente es de suma importancia en la precisión del modelo.
- Las estaciones limnimétricas permiten conocer cuáles son los volúmenes de escorrentía generados a lo largo de una tormenta, e igualmente la manera en que el hidrograma se ve modificado por los pulsos de precipitación o por tributarios intermedios.
- Para el fin propuesto en este estudio, los modelos hidrodinámicos han sido aplicados para simular el tránsito de los hidrogramas simplificando la geometría de los ríos, asumiendo una sección trapezoidal prismática simétrica, con una pendiente longitudinal constante en toda su longitud.
- A pesar de esta simplificación geométrica y la inexistente información del aporte hidrológico entre las dos estaciones estudiadas, los resultados obtenidos

en el tránsito de los hidrogramas por el modelo, muestra que son coherentes con los valores observados.

- Se puede entonces concluir que los modelos hidrodinámicos pueden ser apropiados para la correcta predicción de hidrogramas, y por ende caudales y niveles en los ríos en tiempo real, componentes fundamentales para la formulación de medidas de contingencia ante inundaciones.

RECOMENDACIONES

Recomendaciones respecto al modelo lluvia-escorrentía

- El modelo de número de curva debería usarse en cuencas en que se cuenta con las estaciones pluviométricas suficientes para representar de manera adecuada la distribución espacial de la lluvia.
- Junto con lo anterior, es necesario contar con equipos digitales, ya que permitirán contrastar la información pluviométrica de las estaciones analógicas. Adicionalmente estos equipos reflejaran con mayor fidelidad la intensidad y el volumen de precipitación en las diferentes tormentas, lo que influye en los resultados de los modelos.
- Todo lo anterior deberá ser acompañado por una discretización de la cuenca en un número razonable de subcuencas, y su respectivo monitoreo de precipitación, lo que se traducirá en una estimación de volúmenes de escorrentía más cercanos a los observados.
- La mejor manera de comprobar los volúmenes de escorrentía calculados, es mediante la comparación del hidrograma resultante con el hidrograma observado en la estación limnimétrica a la salida de la cuenca o subcuenca, porque este balance de volúmenes constituye la manera más idónea para comprobar y calibrar los modelos.
- Se puede concluir que si la cuenca no tiene registros de lluvia y caudal con suficiente detalle espacial y temporal, el modelo lluvia-escorrentía no reflejará en todos los casos el fenómeno natural, y por tanto puede no ser confiable.

Recomendaciones respecto al tránsito de hidrogramas

- Según lo expuesto en las conclusiones del modelo lluvia-escorrentía, representar un hidrograma sintético de manera que este represente fielmente el hidrograma observado es de extrema dificultad, si los registros de precipitación

son insuficientes o la distribución espacial de la tormenta no puede ser representada correctamente. En la modelación hidrodinámica, la anterior deficiencia, con criterio apropiado, puede ser salvada en algunos de los eventos, si como en este caso se cuenta con por lo menos dos estaciones limnimétricas, una en la salida de la cuenca y otra en su parte alta o media.

- En este último punto, se debe señalar que en la cuenca estudiada no existen estaciones limnimétricas en el cauce de los tributarios ubicados entre las estaciones de Pucán y AJ Tarqui. Existen registros en que se evidencia la gran influencia de estas corrientes en los valores del hidrograma, provocando incrementos considerables en el caudal, anticipándose así la llegada del pico. Un ejemplo de lo mencionado se observa en el ev6, anexo 4.4.5.2.
- Por lo anterior, se recomienda instalar estaciones limnimétricas en los tributarios de mayor importancia, para así poder realizar un modelo hidrodinámico subdividido en un mayor número de tramos en el que se pueda considerar los hidrogramas de estos tributarios.
- Esta información también contribuirá en la modelación del proceso de lluvia escorrentía ya que, si se cuenta con las respectivas estaciones pluviométricas, se podrá dividir la cuenca en un mayor número de subcuencas, alcanzándose así una mejor aproximación del fenómeno al emplear el modelo lluvia-escorrentía.
- Según lo observado en la sección 3.3.4 del trabajo, el tiempo de llegada de la inundación se ve condicionado no solamente por los valores de descarga sino también por el valor de rugosidad de fondo que se escoja, y por consiguiente este constituye un importante parámetro de calibración de los modelos hidrodinámicos. Por lo tanto un estudio más detallado es aconsejable para determinar el valor de dicho coeficiente con mayor precisión.

BIBLIOGRAFÍA

- ABRIL. (2012). Análisis hidráulico de estructuras de control de nivel aplicando modelos numéricos 1-D y 2-D en comparación a los modelos físicos. *Congreso Internacional de Hidráulica 2012*.
- ABRIL, B. (1997). *MNR usando el Método de los Elementos Finitos (Tesis doctoral, Universidad de Birmingham)*. Birmingham.
- ABRIL, B. (1997). *Modelación Numérica de Ríos usando el Método de los Elementos Finitos (Tesis doctoral, Universidad de Birmingham)*. Birmingham.
- ABRIL, B. (2007). *Estudios hidrodinámicos de las crecidas de junio 2007 en la cuenca del río Paute*. Cuenca.
- ABRIL, B., Altinakar, M., & Jia, Y. (2012). Modelación numerica de tránsito de flujo en valle de inundacion. *Universidad de Mississippi*.
- ABRIL, B., Altinakar, M., & Wu, W. (2012). Modelación numérica uni-dimensional de procesos morfológica de ríos. *Universidad de Mississippi*.
- APARICIO, F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México DF: Limusa.
- ARCONEL. (2014). *Estadísticas del Sector eléctrico ecuatoriano 2014*. Quito: Agencia de regulación y control de Electricidad.
- Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido. (10 de 9 de 2015). *Acerca de nosotros: Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido*. Obtenido de Centro de Ecología e Hidrología del Reino Unido: <http://www.ceh.ac.uk/about>
- CHAPRA, S., & Raymond, C. (2007). *Método Numéricos para Ingenieros*. Ciudad de México: Mc Graw Hill.
- CHOW, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada (Primera ed.)*. Bogota, Colombia: McGraw-Hill.
- CHU, X., & Steinman, A. (Febrero de 2009). Event and Continuous Hydrologic Modeling with HEC-HMS. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 119-124. Obtenido de [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2009\)135:1\(119\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9437(2009)135:1(119))
- COELLO, C. (2015). *Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Tarqui, Estudios de consultoría para la empresa ETAPA EP y SENAGUA*. Cuenca.

- Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute. (2009). *Prevención y mitigación de desastres en la cuenca y especialmente en las riberas del río Paute*. Cuenca.
- Consejo de Investigación del Reino Unido. (15 de 08 de 2015). *Sitio oficial del Consejo de Investigación del Reino Unido*. Obtenido de <http://www.rcuk.ac.uk/about/Aboutrcs/>
- Corporación Eléctrica Nacional del Ecuador. (5 de Octubre de 2015). *Estudios proyecto Zamora - Santiago*. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/hidropaute/proyectos/31-espanol/proyectos/index.php>
- ESTRADA, V., & Pacheco, R. (2012). Modelación hidrológica con HEC-HMS en cuencas montañosas de la región oriental de Cuba. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, XXXIII, 95. Recuperado el 15 de 05 de 2015, de http://scielo.sld.cu/scielo.php?pid=S1680-03382012000100008&script=sci_arttext
- ESTRELLA, X. (2015). *Caracterización fisiográfica de las áreas de aporte a varias estaciones hidrológicas en la cuenca del río Yanuncay*(Tesis de Grado, Universidad del Azuay). Cuenca.
- ETAPA EP. (7 de 10 de 2015). Red hidrometereológica de ETAPA EP. Cuenca, Azuay, Ecuador. Obtenido de <http://www.etapa.net.ec/Productos-y-servicios/Gesti%C3%B3n-ambiental/Monitoreo-y-Vigilancia-de-Recursos-H%C3%ADricos-y-Clima/Red-Hidrometeorologica-de-ETAPA-EP>
- GREEN, I., & Stephenson, D. (2001). Criterios de comparación de modelos de un solo evento. *Revista de ciencia hidrológica*, 395-411.
- KNIGHT, D. (1992). *Modelación Numérica para Ingenieros Fluviales*. Birmingham: Universidad de Birmingham.
- Naciones Unidas. (2009). *UNISDR Terminología sobre Reducción de Riesgo de Desastres*. Ginebra: Suiza. Obtenido de http://www.unisdr.org/files/7817_UNISDRTerminologySpanish.pdf
- ORTÚZA, J., & Willumsen, L. (2008). *Modelos de Transporte*. Santander: Ediciones de la Universidad de Cantabria.
- PONCE, V., & Hawkins, R. (1996). Numero de Curva de escorrentia: Ha alcanzado maduréz. *Revista de Ingeniería Hidrológica*.
- PONCE, V., & Yevjevich, V. (1978). Método de Muskingum-Cunge con parámetros variables. *Revista de la división de hidrología del ASCE*, 1663-1667.
- SCS. (2004). *Manual Nacional de Ingeniería de EEUU*. Bestville, Maryland, EEUU: Departamento de Agricultura de EEUU.

Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos. (2008). *Guía para la Incorporación de la Variable Riesgo en la Gestión Integral de Nuevos Proyectos de Infraestructura*. Quito: Secretaría Técnica de Gestión de Riesgos. Obtenido de http://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/07/Guia_para_la_Incorporacion_de_la_Variable_Riesgos.pdf

Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos. (2013). *Ecuador: Referencias Básicas para la Gestión de Riesgos*. Quito: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos. Obtenido de http://www.gripweb.org/gripweb/sites/default/files/documents_publications/Referencias%20basicas%20para%20GR-SGR-2014.pdf

The Nature Conservancy. (2010). *Análisis de vulnerabilidad actual del Ecuador frente al cambio climático a nivel cantonal*. Quito: The Nature Conservancy. Obtenido de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/RESPALDOS/R_PLANIF/VULNERABILIDAD_CAMBIO_CLIMATICO/DOCUMENTOS/INFORMES/informe%20vulnerabilidad%20actual%20finalfinal.pdf

USACE. (2000). *Manual de Referencia Técnica del Sistema de Modelación Hidrológica HEC - HMS*. Davis: Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos.

VILLÓN, M. (2002). *Hidrología* (Primera ed.). Cartago, Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.

WU, & Chau. (2011). Modelación lluvia-escorrentía usando redes neuronales artificiales junto con análisis de espectro. *Revista de Ingeniería Hidrológica*, 399, 3-4.

Anexo 1: Código escrito en Visual Basic para el análisis de datos

Anexo 1.1: Código empleado para resumir los datos

```
Sub c_reg()
```

```
  i = 2
```

```
  j = 2
```

```
  Range("F" & i).Select
```

```
  Do While Range("F" & i).Value <> 0 ' este bucle recorre todos los registros de la estación
```

```
    ' las siguiente línea divide la fecha de registro en días, meses y años
```

```
    d1 = Day(Range("F" & i))
```

```
    m1 = Month(Range("F" & i))
```

```
    y1 = Year(Range("F" & i))
```

```
    d2 = Day(Range("A" & j))
```

```
    m2 = Month(Range("A" & j))
```

```
    y2 = Year(Range("A" & j))
```

```
  If d1 = d2 And m1 = m2 And y1 = y2 Then ' si las fecha son iguales se cumple la condición
```

```
    hi = Hour(Range("A" & j)) & ":" & Minute(Range("A" & j)) ' si se cumplió la condición
    se toma la fecha en la que se tiene el primer registro
```

```
    ji = j
```

```
    'i representa la fila del primer registro
```

```
    'j es la fila de los registros contra los que se compara el primer registro
```

```
  Do While d1 = d2 And m1 = m2 And y1 = y2 ' este bucle recorre todos los registros de
  la estación que se hayan hecho en la misma fecha
```

```
    j = j + 1
```

```
    d2 = Day(Range("A" & j))
```

```
    m2 = Month(Range("A" & j))
```

```
    y2 = Year(Range("A" & j))
```

```
  Loop
```

```
  ' si no se cumple y bucle quiere decir que se ha encontrado una fecha diferente
```

```
  jf = j
```

```
  dat = jf - ji ' la diferencia entre las filas del primer y último registro da como resultado el
  número de registros en la fecha dada
```

```
  If dat = 1 Then
```

```
    hf = Hour(Range("A" & j)) & ":" & Minute(Range("A" & j))
```

```
  Else
```

```
hf = Hour(Range("A" & j - 1)) & ":" & Minute(Range("A" & j - 1))
```

```
End If
```

```
Range("G" & i) = hi
```

```
Range("H" & i) = hf
```

```
Range("I" & i) = dat
```

```
Else
```

```
i = i + 1
```

```
hi = 0
```

```
hf = 0
```

```
dat = 0
```

```
Range("G" & i) = hi
```

```
Range("H" & i) = hf
```

```
Range("I" & i) = dat
```

```
End If
```

```
Loop
```

```
End Sub
```

Anexo 1.2: Código empleado para buscar los registros

```
Sub fnddata()
```

```
Dim ev, reg As Date
```

```
' variables de acumulación para las siguientes funciones:
```

```
' filas de la columna de eventos, registros, y resultados respectivamente
```

```
i = 2
```

```
j = 2
```

```
l = 2
```

```
k = 0 'intervalo de tiempo al reportar los datos
```

```
f = 0 'variable que indica si se encontró el evento en la columna de fechas
```

```
pacum = 0 'esta variable acumula la precipitación durante el intervalo de 5'
```

```
mensaje = "1)Encontrar registros de estación limnimétrica en las fechas dadas 2)Encontrar  
registros de estación pluviométrica en las fechas dadas 3)Encontrar eventos de estación  
limnimétrica en las fechas dadas 4)Encontrar eventos de estación pluviométricas en las fechas  
dadas"
```

```
Title = "Introduzca la opcion"
```

```
DefaultValue = "1"
```

```
'[SELECCIONA LA OPCIÓN DE BUSQUEDA]
```

```
op = InputBox(mensaje, Title, DefaultValue)
```

```
mensaje2 = "Por favor, introduzca el nombre de la estación:"
```

```
Title2 = "Encontrar datos"
DefaultValue = "s/n"
'[DETERMINA EL NOMBRE DE LA ESTACION QUE IRA EN LAS ETIQUETAS DE LA CABECERA]
nm = InputBox(mensaje2, Title2, DefaultValue)
```

cab_y = nm ' la c de columna almacenada en nm será puesta en las cabeceras de los valores de descarga y precipitación

```
Select Case (op)
```

```
Case 1
```

```
  fev = "d"
  x = "f"
  y = "g"
  uni = " Q(m3/s)"
```

```
Case 2
```

```
  fev = "d"
  x = "f"
  y = "g"
  uni = " P(mm)"
```

```
Case 3
```

```
  fev = "i"
  x = "k"
  y = "l"
  uni = " Q(m3/s)"
```

```
Case 4
```

```
  fev = "i"
  x = "k"
  y = "l"
  uni = " P(mm)"
```

```
End Select
```

' fev define la columna de eventos que se quiere buscar o el lapso de tiempo que contiene los registros que se desea tener

'x define la columna en donde se escribirá la hora y fecha de los registros

'y define la columna en donde se escribirán los valores de descarga o precipitación

```
Do While Range(fev & i) <> 0
```

```
  ev = Range(fev & i)
```

'ev almacena la fecha de los eventos buscados

```
d1 = (Int(ev) * 24 + Hour(ev)) * 60 + Minute(ev)
```

'd1 transforma ev en minutos

```
  f = 0
```

```
  Do While f = 0
```

' el bucle avanzará hasta que eventualmente se encuentre la fecha del evento en los registros

```

reg = Range("a" & j)
' reg almacena la hora del registro hecho por la estación
d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg) ' el motivo de almacenar la hora en
una
' variable es la conversión de la fecha en minutos, ya que resulta innecesario el tener
segundos en los registros

If d2 >= d1 Then

' si la fecha del registros es mayor o igual al del evento dado se infiere que se ha
encontrado el evento
' en la lista de registros de la estación

If op > 2 Then
' esta condición define cuantos resultados se mostrara en la columna y, depende
esencialmente de si se busca
' un evento especifico o únicamente se desea encontrar todo los registros entre un
lapso de tiempo dado

dif = Int((Range(fev & i + 1) - Range(fev & i)) * 24 * 60) ' esta línea calcula la
cantidad de minutos entre
' el inicio y el final de un evento

If dif Mod 5 = 0 Then

lim = (dif) / 5

Else

lim = Int((dif) / 5) + 1

End If

ev = Range(fev & i)

Else

lim = 287
' lim define el número de valores de precipitación y descarga que se escribirán

End If

For k = 0 To lim 'este bucle genera los resultados y busca coincidencias entre las fechas
"generadas" a partir del intervalo arbitrario de 5'

Range(x & 1) = ev + (1 / ((24 * 60) / 5)) * k ' esta línea asigna la fecha en la columna
de fecha en los resultados que arroja el código

d1ev = Range(x & 1) ' esta variable almacena la fecha generada
d1ev = (Int(d1ev) * 24 + Hour(d1ev)) * 60 + Minute(d1ev)

reg = Range("a" & j) ' esta variable almacena la fecha de los registros de la estación
d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)

```

$d = d1ev - d2$ ' la operación permite saber si la fecha del registro es menor, igual o mayor a la fecha generada

Select Case d ' corre uno u otro grupo de comandos, en función, de si el registro es menor, igual o mayor a la fecha generada

Case Is < 0 ' este caso analiza el escenario de que la fecha del registro sea mayor a la del evento

If $d1ev < d2$ And $d2 < (d1ev + 5)$ Then

$nq = 0$

$np = 0$

$qa = 0$

Do

If $op \text{ Mod } 2 = 0$ Then

$np = np + 1$

If $\text{Range}(y \ \& \ 1) = 0$ Then

$\text{Range}(y \ \& \ 1) = 0$

End If

If $np = 1$ Then

$\text{Range}(y \ \& \ 1 + 1) = \text{Range}("b" \ \& \ j)$

$\text{pacum} = \text{Range}(y \ \& \ 1 + 1)$

Else

$\text{pacum} = \text{pacum} + \text{Range}("b" \ \& \ j)$

$\text{Range}(y \ \& \ 1 + 1) = \text{pacum}$

End If

$j = j + 1$

$\text{reg} = \text{Range}("a" \ \& \ j)$ ' esta variable almacena la fecha de los registros

de la estación

$d2 = (\text{Int}(\text{reg}) * 24 + \text{Hour}(\text{reg})) * 60 + \text{Minute}(\text{reg})$

If $d2 = (d1ev + 5)$ Then

$d2 = d2 - 1$

End If

If $\text{Range}("a" \ \& \ j) = 0$ Then

Exit Do

End If

Else

$nq = nq + 1$

If $nq = 1$ Then

If $\text{Range}(y \ \& \ 1) \lt \ 0$ Then

$t1 = d1ev$

Else

$t1 = d2$

End If

$tv = \text{Range}(y \ \& \ 1 - 1)$

If $\text{VarType}(tv) = vbString$ Then

$qa = 0$

Else

If $\text{Range}(y \ \& \ 1 - 1) \lt \ 0$ Then

$qa = (\text{Range}(y \ \& \ 1 - 1) * 1 + \text{Range}("b" \ \& \ j)) * 0.5$

Else

$qa = \text{Range}("b" \ \& \ j)$

End If

End If

Else

$qi2 = \text{Range}("b" \ \& \ j)$

$ti2 = d2$

If $nq = 2$ Then

$qa = (qa + qi2) / 2$

Else

$qa = qa + (qi + qi2) * 0.5 * (ti2 - ti)$

End If

End If

$qi = \text{Range}("b" \ \& \ j)$

```

de la estación      reg = Range("a" & j) ' esta variable almacena la fecha de los registros
                    d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)
                    ti = d2
                    j = j + 1

de la estación      reg = Range("a" & j) ' esta variable almacena la fecha de los registros
                    d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)

                    If nq = 1 Then
                        Range(y & l) = qa
                    Else
                        If nq = 2 Then
                            Range(y & l) = qa
                        Else
                            deltat = ti - t1
                            Range(y & l) = qa / deltat
                        End If
                    End If
                    End If
                    End If

                    Loop Until d2 >= (d1ev + 5)

                    If op Mod 2 = 0 Then

                        pacum = 0
                        k = k + 1
                        l = l + 1
                        Range(x & l) = ev + (1 / ((24 * 60) / 5)) * k

                    End If

                Else

                    If op > 2 And i > 2 Then ' cuando se buscan eventos se debe dar la fecha de
                    inicio y final del evento. En ocasiones, 2 eventos son
                    'consecutivos lo que introduce la posibilidad que la fecha final del un
                    intervalo sea mayor a la fecha inicial del siguiente, por lo
                    'que, se necesita este bucle para "retroceder" la variable de incremento de los
                    registros

                    d2ev = Range(fev & i - 1) 'fecha final del evento anterior

```

$$d2ev = (\text{Int}(d2ev) * 24 + \text{Hour}(d2ev)) * 60 + \text{Minute}(d2ev)$$

If $d1 < d2ev$ And $b = 0$ Then ' la variable b sirve para controlar que el programa repita una sola vez el bucle

Do

$$j = j - 1$$

$$\text{reg} = \text{Range}("a" \& j)$$

$$d2 = (\text{Int}(\text{reg}) * 24 + \text{Hour}(\text{reg})) * 60 + \text{Minute}(\text{reg})$$

Loop Until $d1 > d2$ Or $d1 = d2$

$$k = k - 1$$

$$l = l - 1$$

$$b = 1$$

End If

Else

If $k = 0$ Then

$$\text{Range}(y \& l) = 0$$

Else

If $op \text{ Mod } 2 \neq 0$ Then

$$\text{Range}(y \& l) = \text{Range}(y \& l - 1)$$

Else

If $\text{Range}(y \& l) = 0$ Then

$$\text{Range}(y \& l) = 0$$

End If

End If

End If

End If

End If

Case $Is = 0$ ' este caso analiza el escenario de que la fecha del registro sea igual a la del evento

If $op \text{ Mod } 2 = 0$ Then

$$\text{Range}(y \& l) = \text{Range}(y \& l) + \text{Range}("b" \& j)$$

Else

```
Range(y & l) = Range("b" & j)
```

```
End If
```

```
j = j + 1
```

Case Is > 0 ' este caso analiza el escenario de que la fecha del evento sea mayor a la del registro

```
d1ev = Range(x & l)
```

```
d1evp = (Int(d1ev) * 24 + Hour(d1ev)) * 60 + Minute(d1ev) - 5
```

```
If op Mod 2 <> 0 Then
```

```
    If d2 > d1evp And d2 < (d1evp + 5) Then
```

```
        k = k - 1
```

```
        ti = d1evp
```

```
        nq = 0
```

```
        qa = 0
```

```
        Do
```

```
            nq = nq + 1
```

```
        If op Mod 2 = 0 Then
```

```
            pacum = Range(y & l - 1)
```

```
            Range(y & l - 1) = pacum + Range("b" & j)
```

```
        Else
```

```
            If nq = 1 Then
```

```
                lp = l - 1
```

```
                qi = Range(y & lp)
```

```
                If qi = 0 Then
```

```
                    Range("y" & l) = Range("b" & j)
```

```
                Else
```

```
                    qi1 = Range("b" & j)
```

```
                    qa = (qi + qi1) * 0.5 * (d2 - ti)
```

```
                    Range("y" & l) = qa
```

```
                End If
```

```
            Else
```

```
                q1 = Range("b" & j)
```

```
                t1 = d2
```

```
                j = j + 1
```

```

registros de la estación
qi1 = Range("b" & j)
reg = Range("a" & j) ' esta variable almacena la fecha de los

d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)

If d2 >= (d1evp + 5) Or Range("a" & j) = 0 Then

  If nq = 1 Then

    l = l + 1
    Range(y & l - 1) = q1
    l = l - 1

  Else

    tf = t1
    tt = tf - ti
    qa = qa / tt
    Range(y & l - 1) = qa
    l = l - 1

  End If
Else

  qa = qa + (q1 + qi1) * 0.5 * (d2 - t1)

End If

End If

End If

Loop Until d2 >= (d1evp + 5) Or Range("a" & j) = 0

End If
Else

If d2 >= d1evp And d2 < (d1evp + 5) Then

d1ev = d1evp
pacum = 0
np = 0

Do 'este bucle mueve la variable de acumulación del registro hasta que
su fecha sea mayor o igual a la del evento

np = np + 1

If np = 1 Then

Range(y & l) = Range(y & l) + Range("b" & j)
pacum = Range(y & l)

```

```

Else
    pacum = Range(y & 1)
    Range(y & 1) = pacum + Range("b" & j)

End If

j = j + 1

reg = Range("a" & j)
d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)
d = d1ev - d2

If d = 0 Then ' esta condición rompe el bucle en el caso de que ambas
fechas sean iguales
    Exit Do
End If

Loop Until d < 0 'si la fecha del evento es mayor a la del registro termina
el bucle

k = k - 1
l = l - 1

End If

End If

reg = Range("a" & j)
d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)

If d2 < (d1evp + 5) Then

    d = d1ev - d2

    If d > 0 Then

        Do 'este bucle mueve la variable de acumulación del registro hasta que su
fecha sea mayor o igual a la del evento

            j = j + 1

            reg = Range("a" & j)
            d2 = (Int(reg) * 24 + Hour(reg)) * 60 + Minute(reg)
            d = d1ev - d2

            If d = 0 Then ' esta condición rompe el bucle en el caso de que ambas
fechas sean iguales

                Exit Do

            End If

```

Loop Until $d < 0$ Or $\text{Range}("a" \& j) = 0$ 'si la fecha del evento es mayor a la del registro termina el bucle

End If

If $d = 0$ Then 'si ambas fechas son iguales entonces el valor del caudal de registro se coloca en el del evento

$\text{Range}(y \& l) = \text{Range}("b" \& j)$
 $j = j + 1$

Else

If $d_{1ev} < d_2$ And $d_2 < (d_{1ev} + 5)$ Then ' si la fecha del registro esta entre dentro de un intervalo de 5' entonces su valor se asigna a la de la fecha del evento

Else

End If

End If

End If

End Select

$l = l + 1$ ' se procede a analizar el siguiente intervalo de 5'

If $op \text{ Mod } 2 \neq 0$ Then

If $\text{Range}(y \& l) = 0$ And $k < \text{lim}$ Then

$\text{Range}(y \& l) = \text{Range}(y \& l - 1)$

End If

Else

If $\text{Range}(y \& l) = 0$ And $k < \text{lim}$ Then

$\text{Range}(y \& l) = 0$

End If

End If

Next k

$l = l + 1$
 $\text{Range}(x \& l) = \text{"Fecha"}$
 $\text{Range}(y \& l) = \text{cab}_y \& \text{uni}$
 $l = l + 1$

$f = 1$

Else

$j = j + 1$

End If

Loop

If $op > 2$ Then

$i = i + 2$

Else

$i = i + 1$

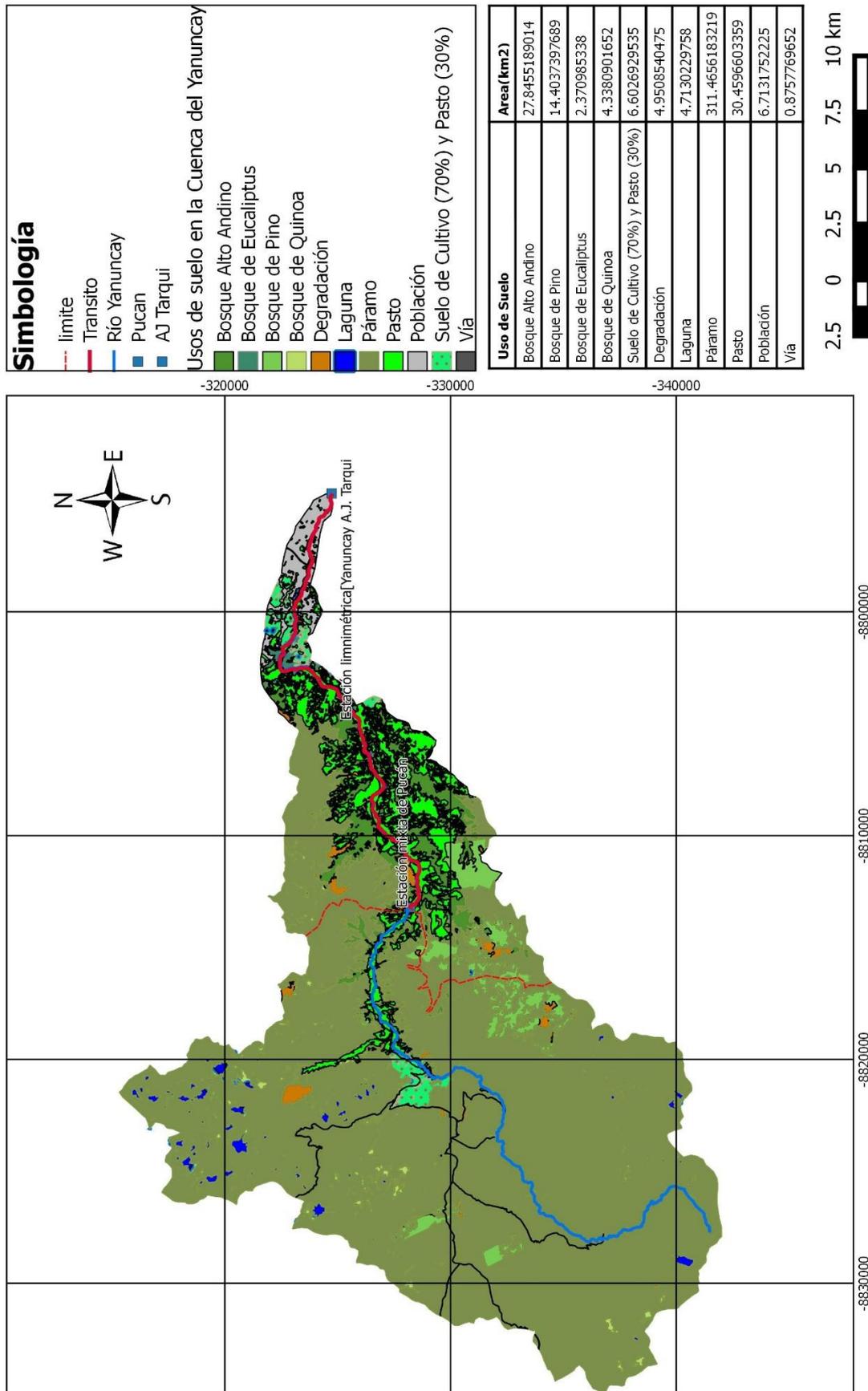
End If

$b = 0$

Loop

End Sub

Anexo 2.1: Mapa de usos de suelo



Anexo 2.2: Áreas según uso de suelo y su porcentaje respecto al área total**Área de cada uso de suelo y porcentajes para el área de la cuenca alta**

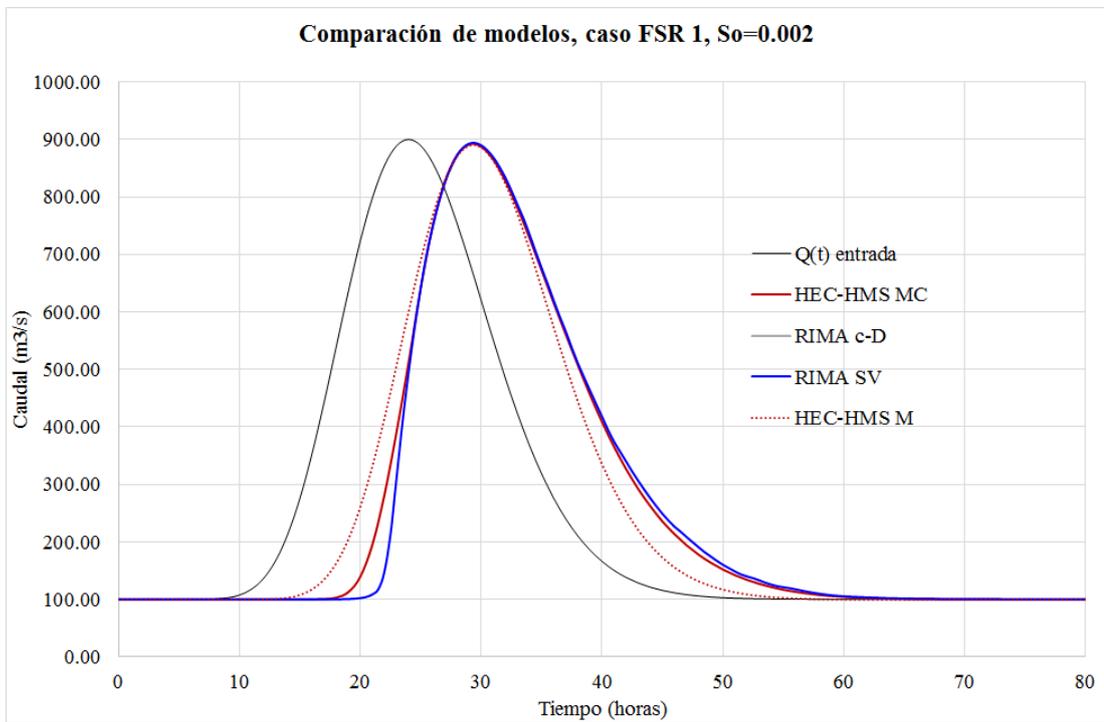
Cuenca Alta del Yanuncay		
Tipo de suelo	Área(Km2)	Porcentaje
Bosque alto andino	4.909	1.59%
Bosque de pino	7.182	2.33%
Bosque de quinoa	4.048	1.31%
Suelo de cultivo	3.179	1.03%
Degradación	2.312	0.75%
Laguna	4.221	1.37%
Paramo	277.579	89.96%
Pasto	4.519	1.46%
Vía	0.624	0.20%
Área Total	308.573	100.00%

Área de cada uso de suelo y porcentajes para el área de la cuenca baja

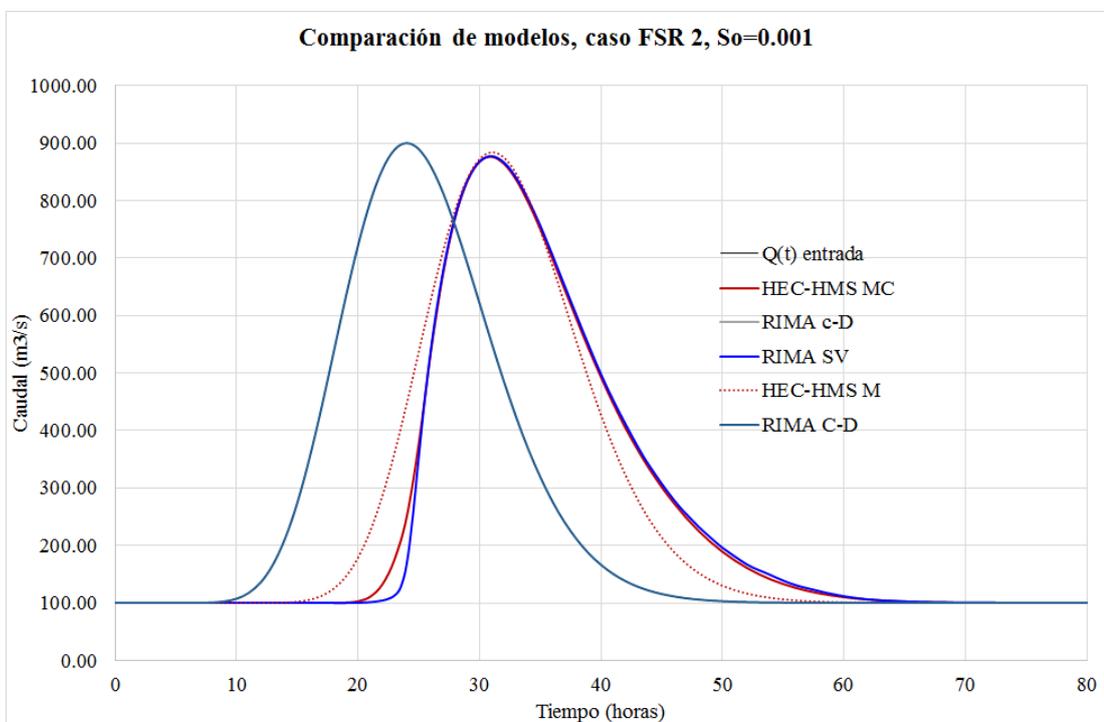
Cuenca Baja del Yanuncay		
Tipo de suelo	Área(Km2)	Porcentaje
Bosque alto andino	22.936	21.60%
Bosque de pino	7.222	6.80%
Bosque de eucalipto	2.371	2.23%
Bosque de quinoa	0.29	0.27%
Suelo de cultivo	3.424	3.23%
Degradación	2.638	2.48%
Laguna	0.492	0.46%
Paramo	33.887	31.92%
Pasto	25.941	24.43%
Población	6.713	6.32%
Vía	0.252	0.24%
Área Total	106.166	100.00%

Anexo 3: Pruebas del FSR

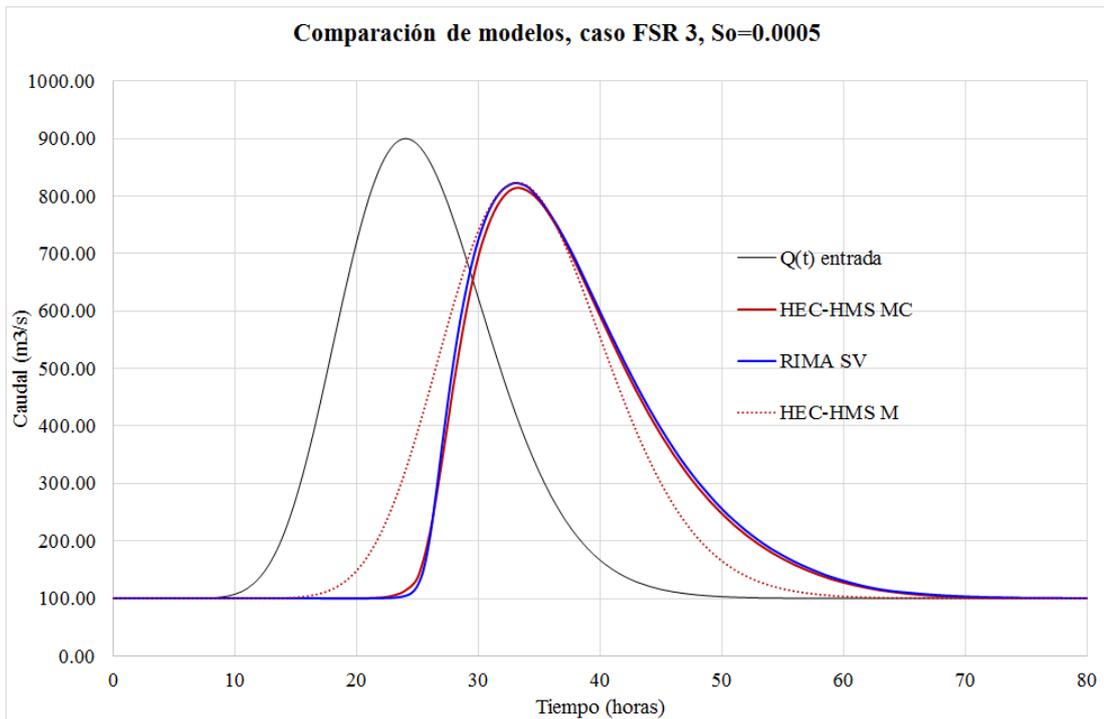
Anexo 3.1: Pruebas del FSR para el caso 1



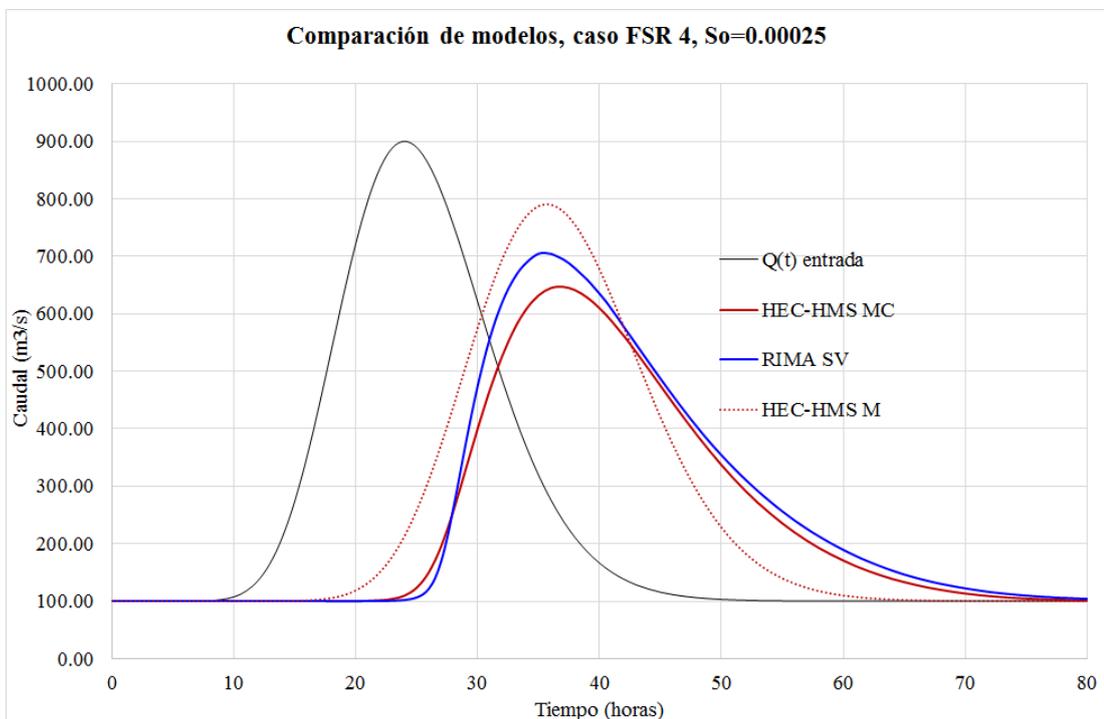
Anexo 3.2: Pruebas del FSR para el caso 2



Anexo 3.3: Pruebas del FSR para el caso 2



Anexo 3.4: Pruebas del FSR para el caso 2

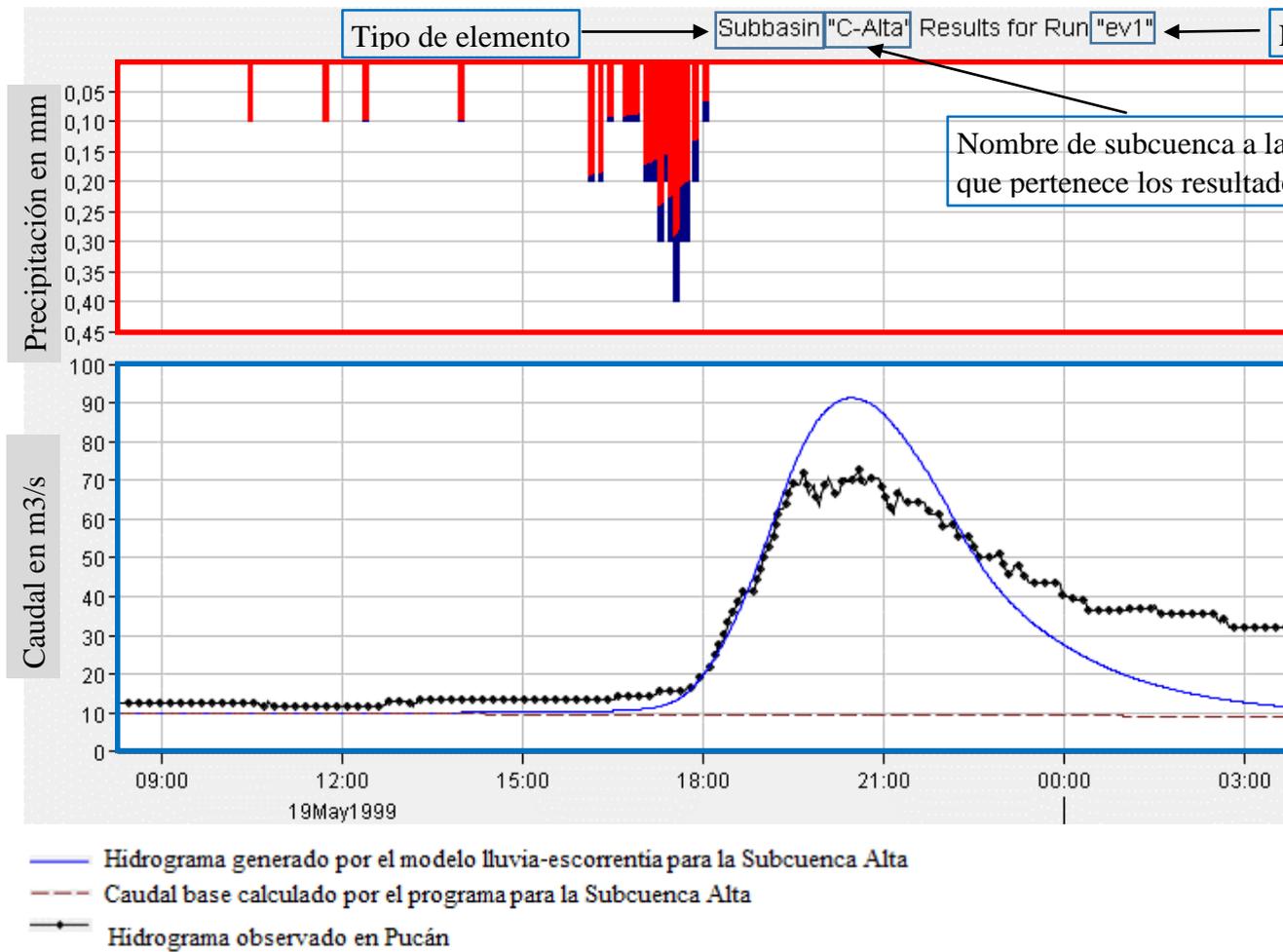


Anexo 4: Hidrogramas y resultados obtenidos con HEC-HMS

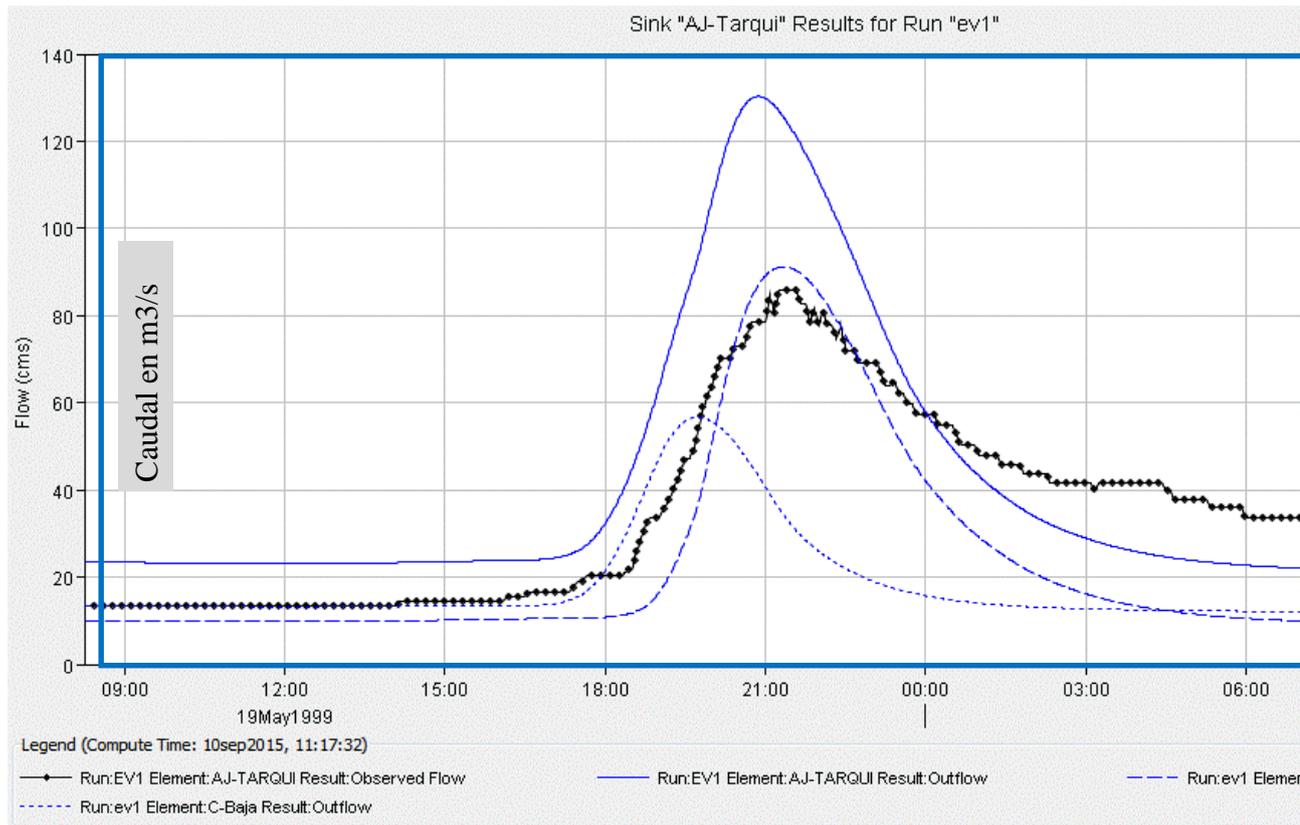
Para facilitar la comprensión de las nomenclaturas y simbología del programa, se ha realizado las siguientes figuras donde se interpreta algunos de los componentes de los hidrogramas, así como, las tablas de resultados que son generados.

Es necesario hacer la aclaración de que en el modelo se adoptó la nomenclatura de C-Alta para la Subcuenca Alta y C-Media para la Subcuenca Baja.

Anexo 4.1: Simbología empleada para los hidrogramas y hietogramas de la Subcuenca Alta

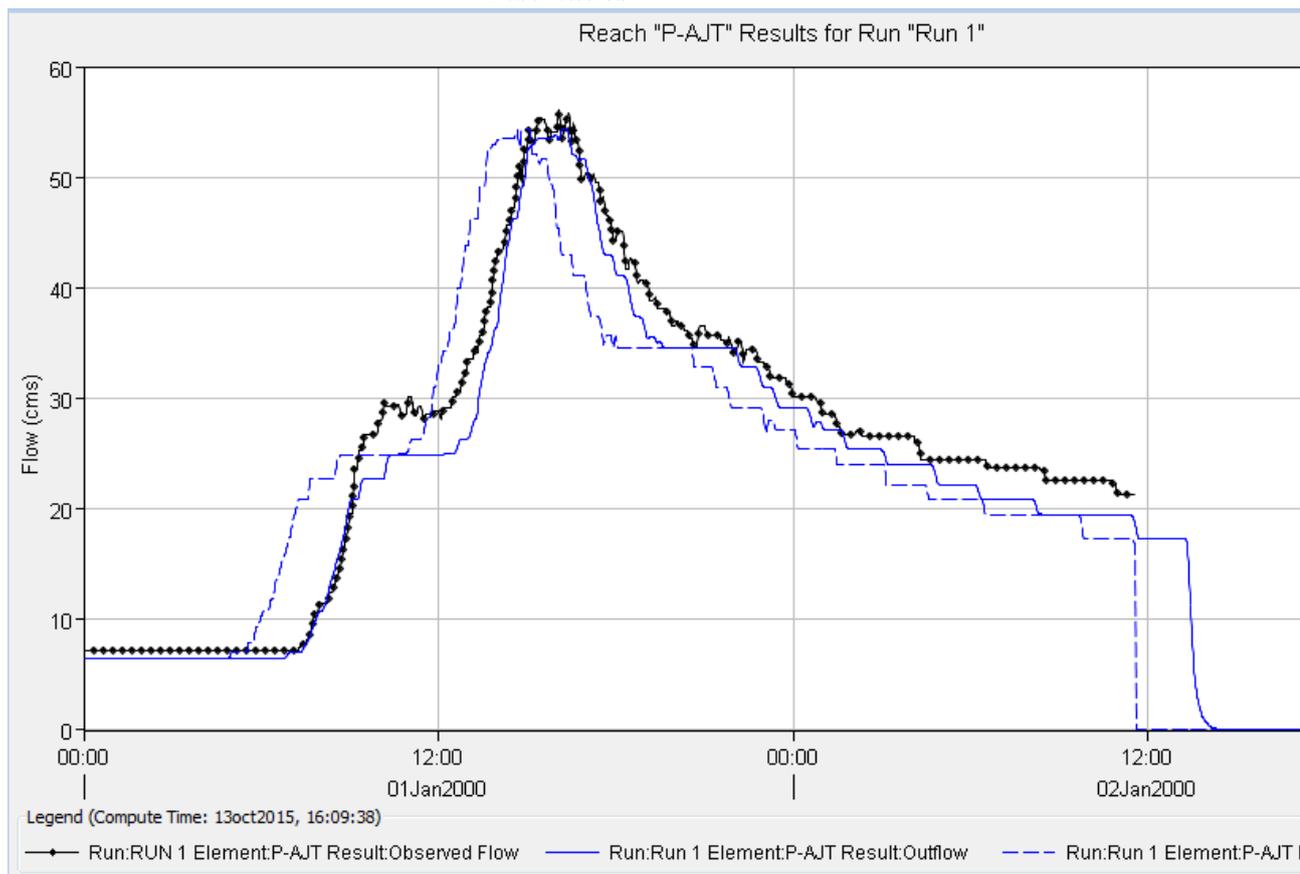


Anexo 4.2: Simbología empleada para los hidrogramas de la Subcuenca Baja



- Hydrograma total de la suma del hidrograma transitado desde Pucán con el hidrograma del modelo lluvia-escorrentia para la Subcuenca Baja
- - - Hydrograma generado por el modelo lluvia-escorrentia para la Subcuenca Baja
- - - Hydrograma transitado desde Pucán
- Hydrograma observado en AJ Tarqui

Anexo 4.3: Simbología empleada para los eventos de tránsito puro y tablas de resultados



- - - Hidrograma observado en Pucán
- Hidrograma transitado desde Pucán
- Hidrograma observado en AJ Tarqui

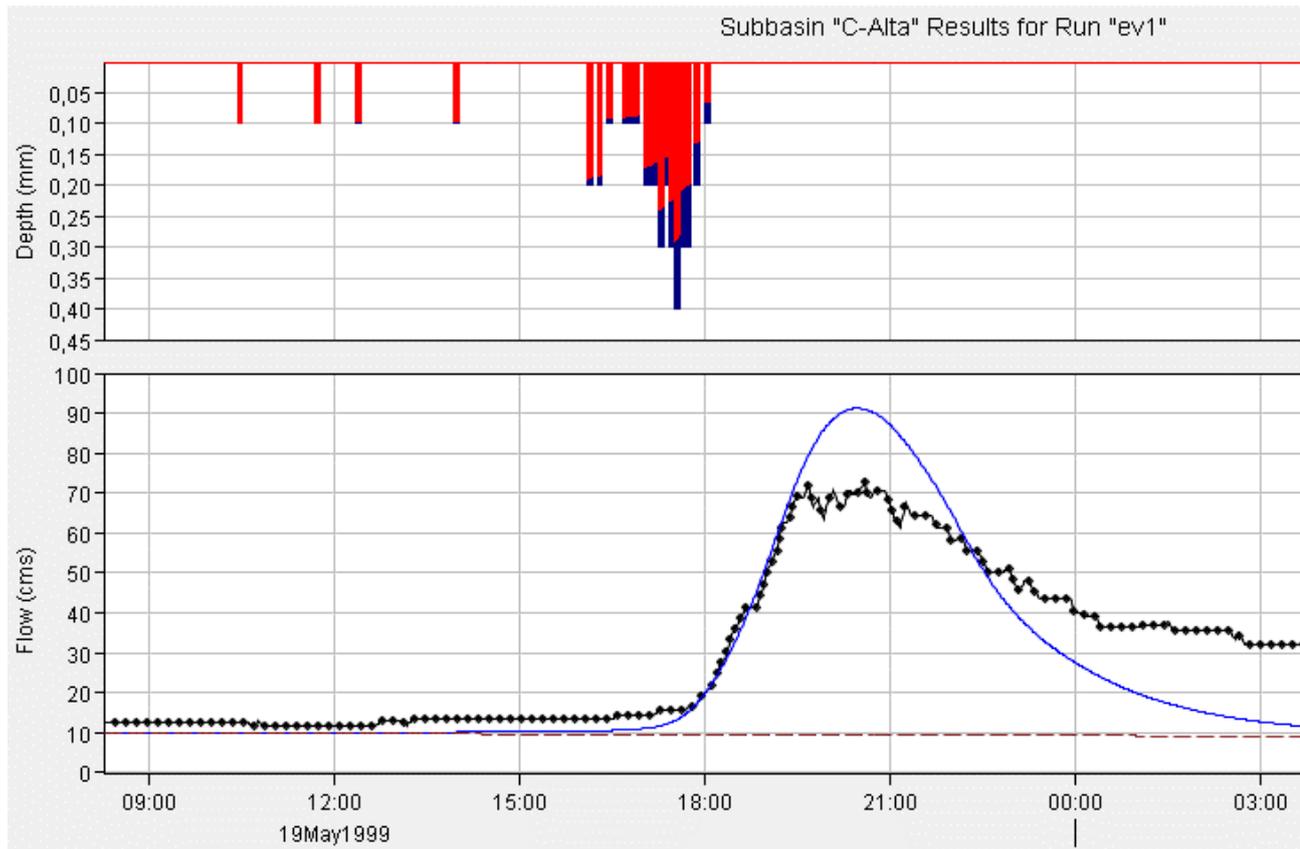
Simbología empleada para las tablas de resultados

	Project: transito Simulation Run: Run 1 Reach: P-		Datos generales del proyecto
Fechas de inicio y final del evento, asumidas por el programa	Start of Run: 01ene2000, 00:00 End of Run: 03ene2000, 00:00 Compute Time: 13oct2015, 16:09:38	Ballin Model Meteorolog Control Spe	Datos generales de los componentes del modelo
	Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		
	Computed Results		
Qp calculado de los hidrogramas de entrada y salida	Peak Inflow : 54.4 (M3/S) Peak Outflow : 54.4 (M3/S) Total Inflow : 13.18 (MM)	Date/Time of Peak Inflow Date/Time of Peak Outflow Total Outflow :	tp calculado para los hidrogramas de entrada y salida
	Observed Hydrograph at Gage ajt1 <input type="text"/>		Nombre de estación
Qp observado en los hidrogramas de entrada y salida	Peak Discharge : 56,04 (M3/S) Avg Abs Residual : 2,08 (M3/S) Total Residual : -1,06 (MM)	Date/Time of Peak Discharge Total Obs Q :	tp observado en los hidrogramas de entrada y salida

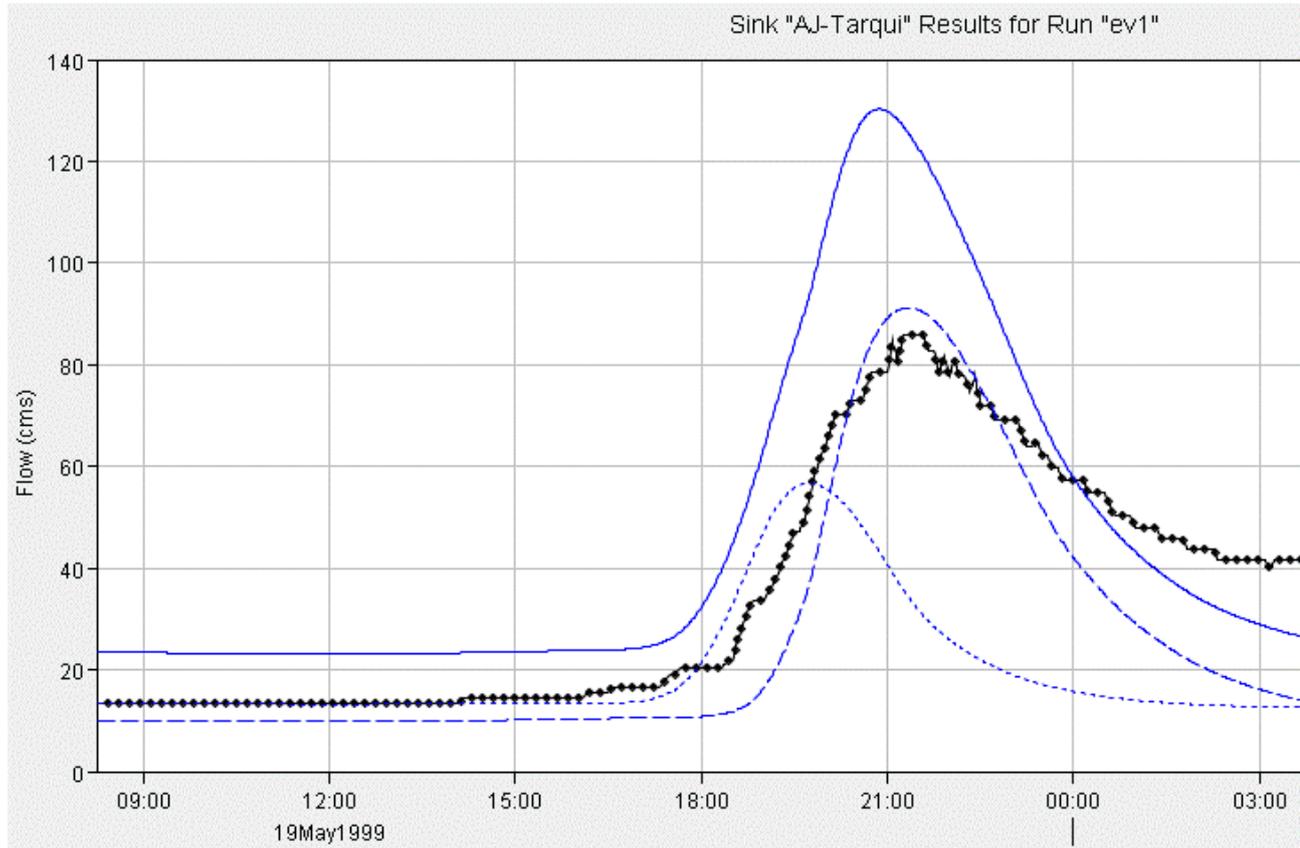
Anexo 4.4: Hidrogramas obtenidos con HEC – HMS para los eventos de lluvia-escorrentía

Anexo 4.4.1: Hidrogramas calculado ev1

Anexo 4.4.1.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev1



Anexo 4.4.1.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev1

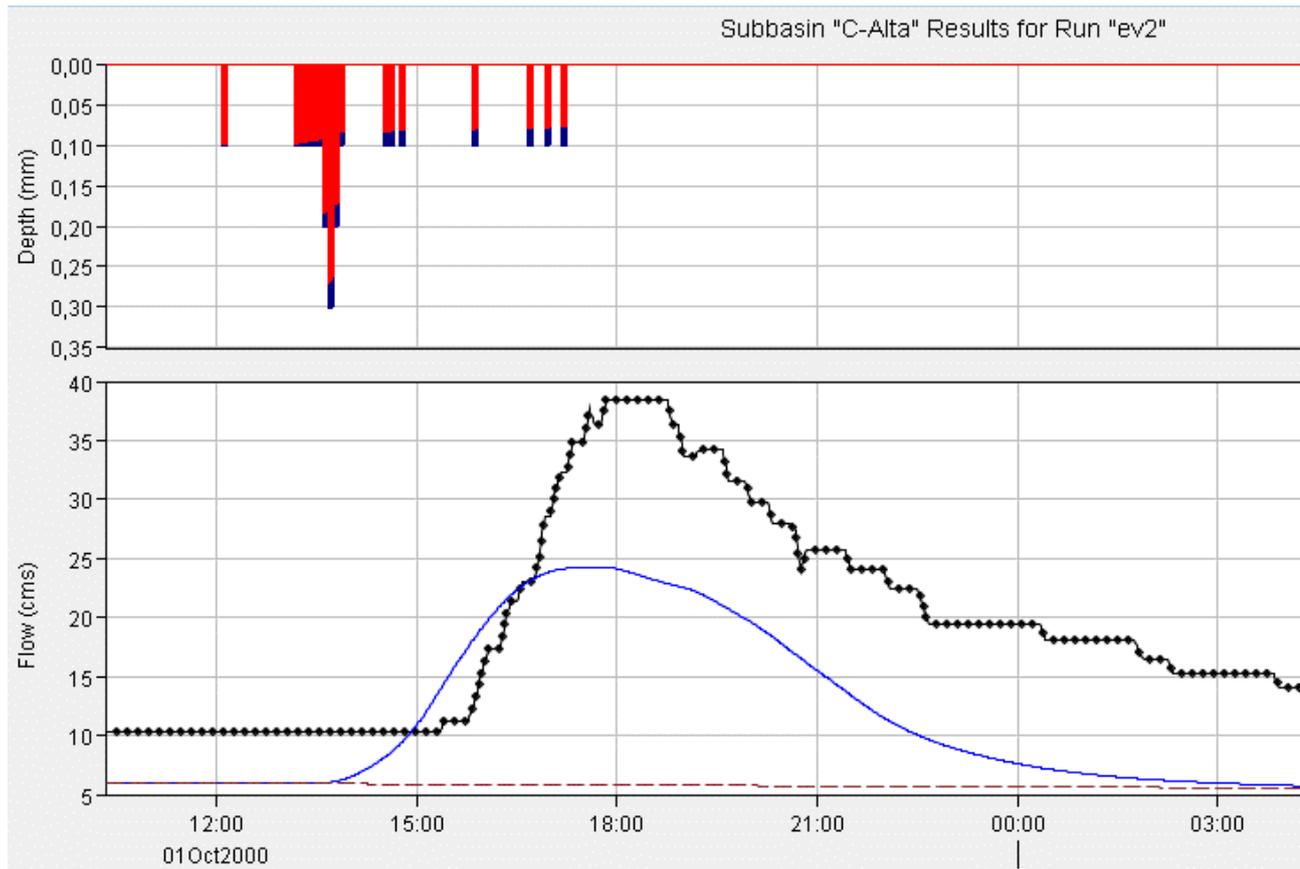


Anexo 4.4.1.3: Tablas de Resultados para el ev1

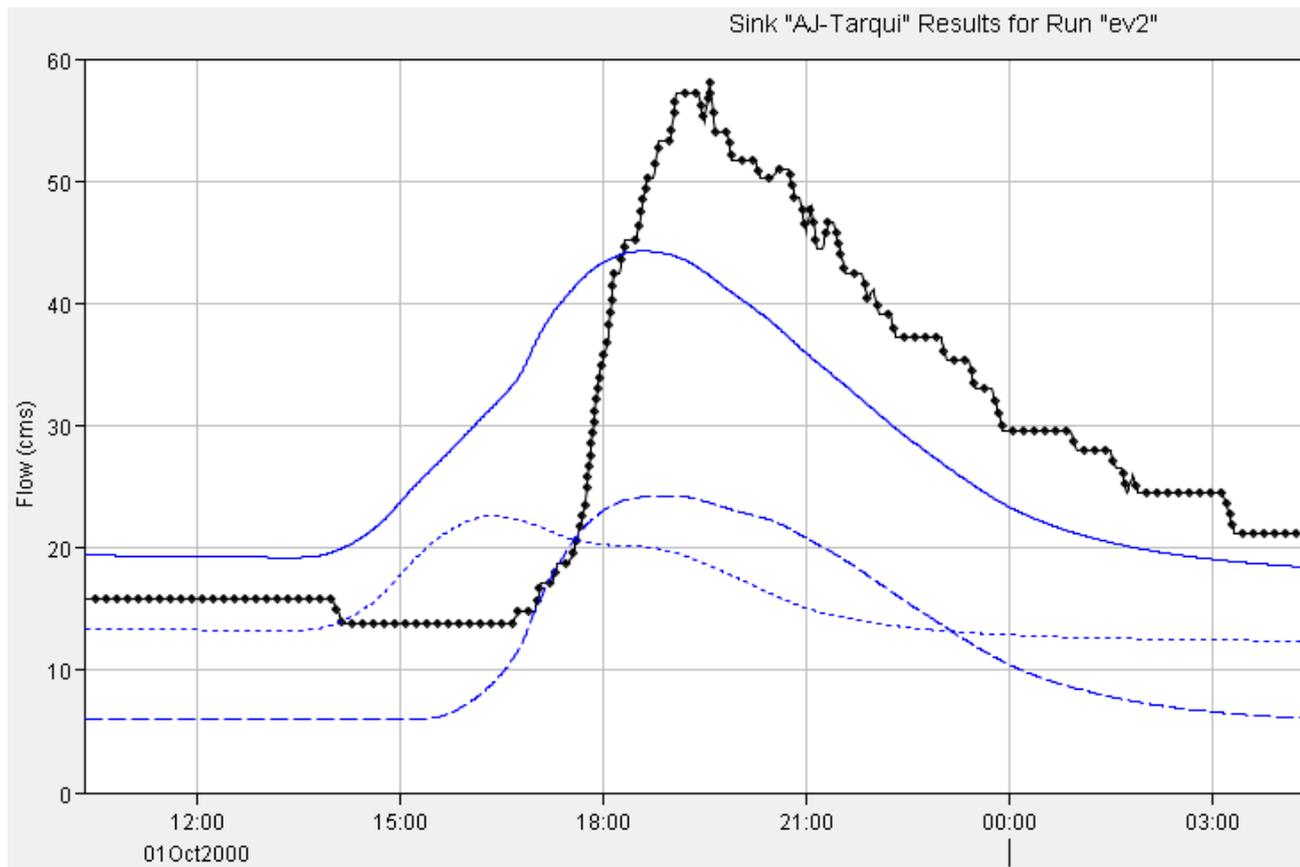
Simulation		Project: C-Yanuncay	
Simulation Run: ev1 Sink: AJ-Tarqui			
Start of Run: 19may1999, 08:15	End of Run: 20may1999, 12:10	Basin Model: Yanuncay	Meteorologic Model: ev1
Compute Time: 10sep2015, 11:17:32	Control Specifications: Parametros ev1		
Volume		Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results		Computed Results	
Peak Discharge : 91.2 (M3/S)	Total Precipitation : 21.50 (MM)	Peak Outflow : 130.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 19may1999, 20:52
Total Loss : 16.75 (MM)	Total Excess : 4.75 (MM)	Total Outflow : 9.58 (MM)	
Observed Hydrograph at Gage P		Observed Hydrograph at Gage AJT-ev1	
Peak Discharge : 72,90 (M3/S)	Avg Abs Residual : (M3/S)	Peak Discharge : 85,70 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 19may1999, 21:15
Total Residual : 0,00 (MM)		Avg Abs Residual : 14,09 (M3/S)	Total Residual : 1,23 (MM)
		Total Obs Q :	8,35 (MM)

Anexo 4.4.2: Hidrogramas calculados ev2

Anexo 4.4.2.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev2



Anexo 4.4.2.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev2

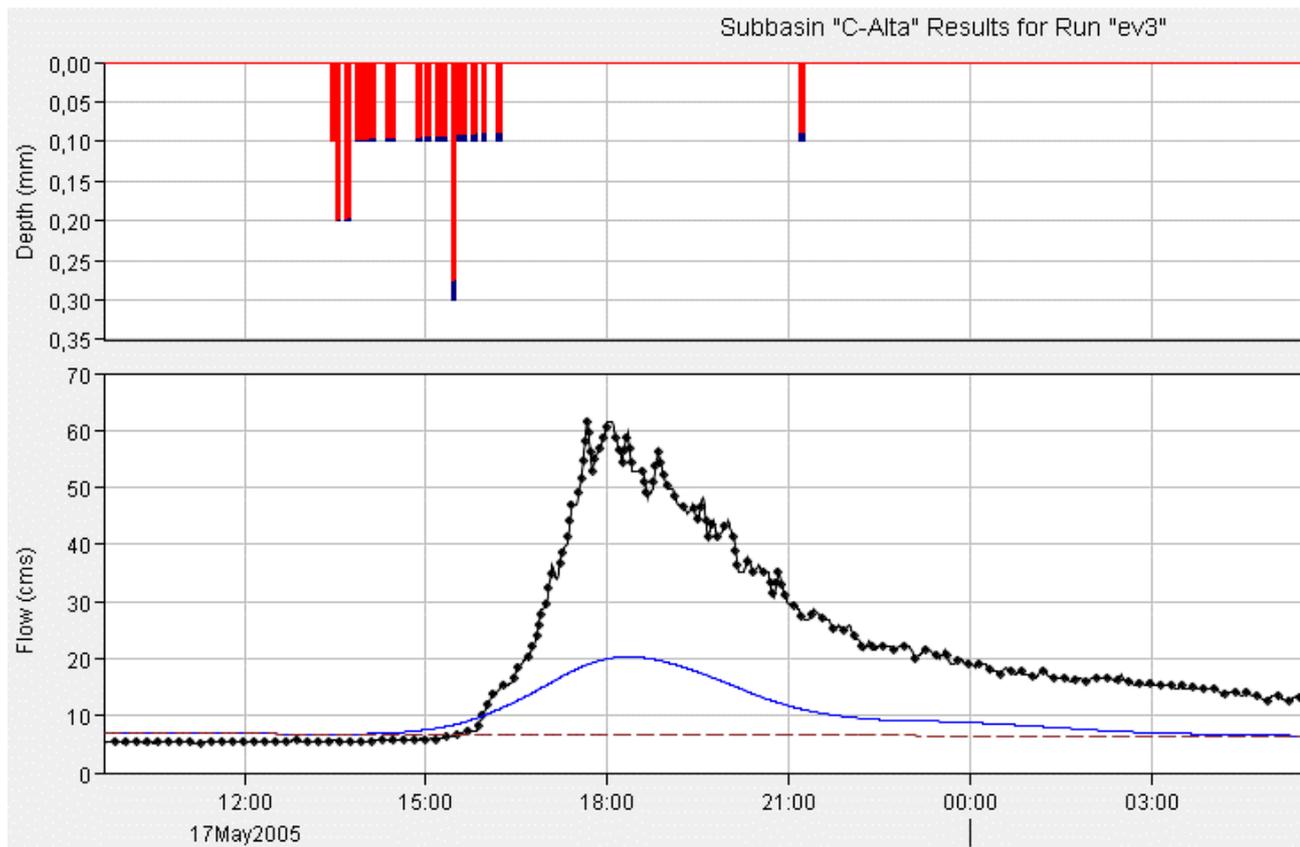


Anexo 4.4.2.3: Tablas de Resultados para el ev2

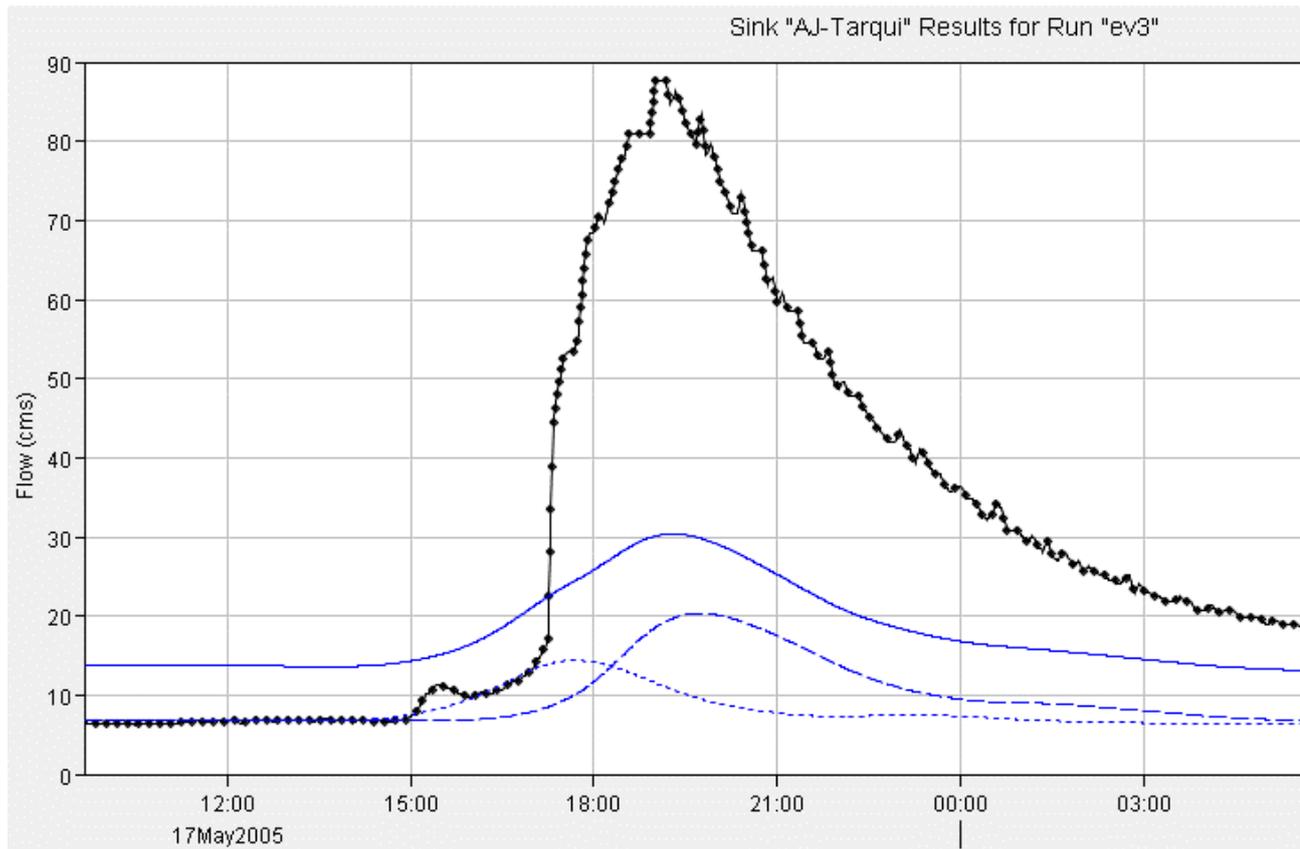
Pr Simulation		Project: C-Yanuncay	
Simulation		Simulation Run: ev2 Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 01oct2000, 10:	Start of Run: 01oct2000, 10:20	Basin Model: Yanuncay	
End of Run: 02oct2000, 12:	End of Run: 02oct2000, 12:05	Meteorologic Model: ev2	
Compute Time: 10sep2015, 15:	Compute Time: 10sep2015, 15:55:07	Control Specifications: Parametros ev2	
Volume L		Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results		Computed Results	
Peak Discharge : 24.3 (M3/S)		Peak Outflow : 44.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01oct2000, 18:34
Total Precipitation : 10.50 (MM)		Total Outflow : 5.46 (MM)	
Total Loss : 9.22 (MM)			
Total Excess : 1.28 (MM)			
Observed Hydrograph at Gage Pu		Observed Hydrograph at Gage AJT-ev2	
Peak Discharge : 38,40 (M3/S)		Peak Discharge : 58,00 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01oct2000, 19:35
Avg Abs Residual : 8,13 (M3/S)		Avg Abs Residual : 6,21 (M3/S)	
Total Residual : -2,33 (MM)		Total Residual : -0,08 (MM)	Total Obs Q : 5,54 (MM)

Anexo 4.4.3: Hidrogramas calculados ev3

Anexo 4.4.3.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev3



Anexo 4.4.3.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev3

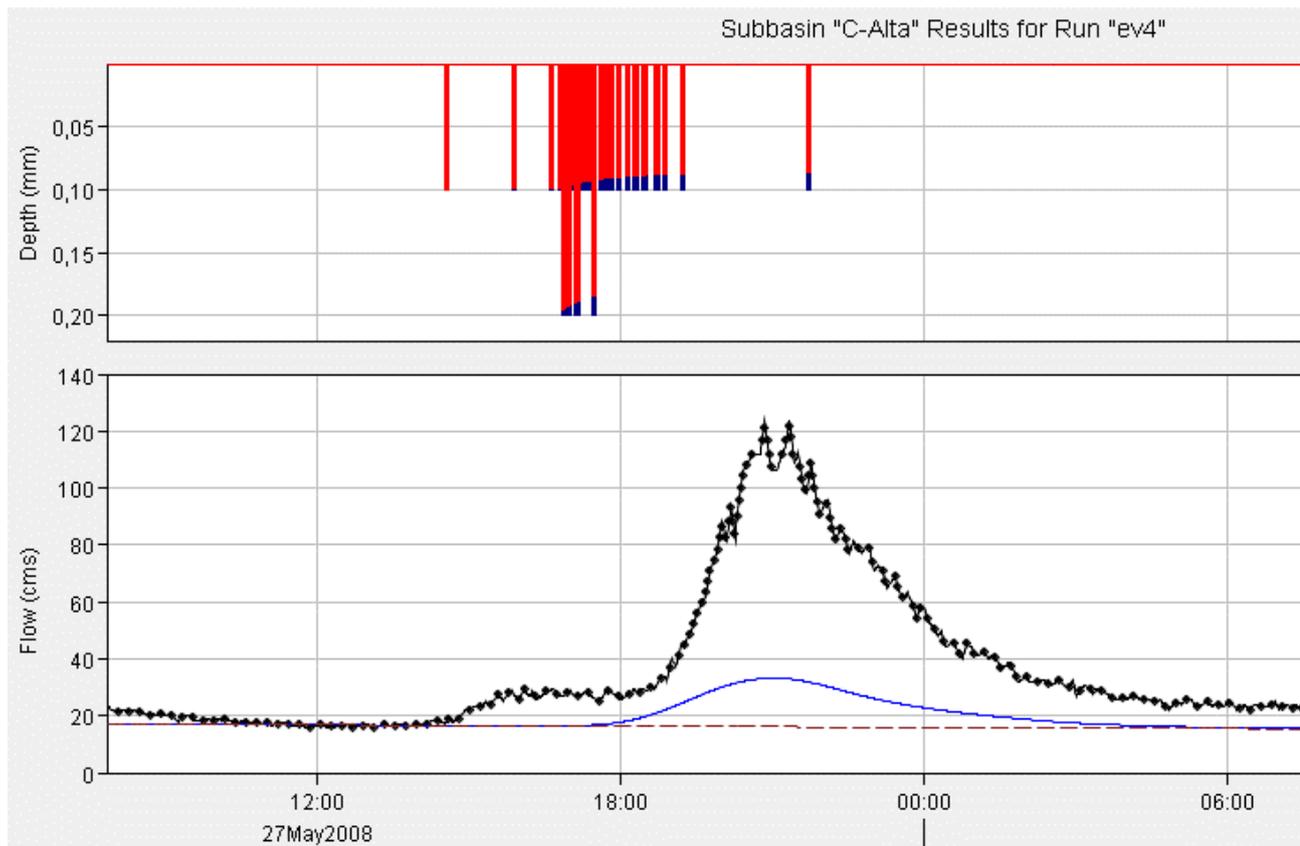


Anexo 4.4.3.3: Tablas de Resultados para el ev3

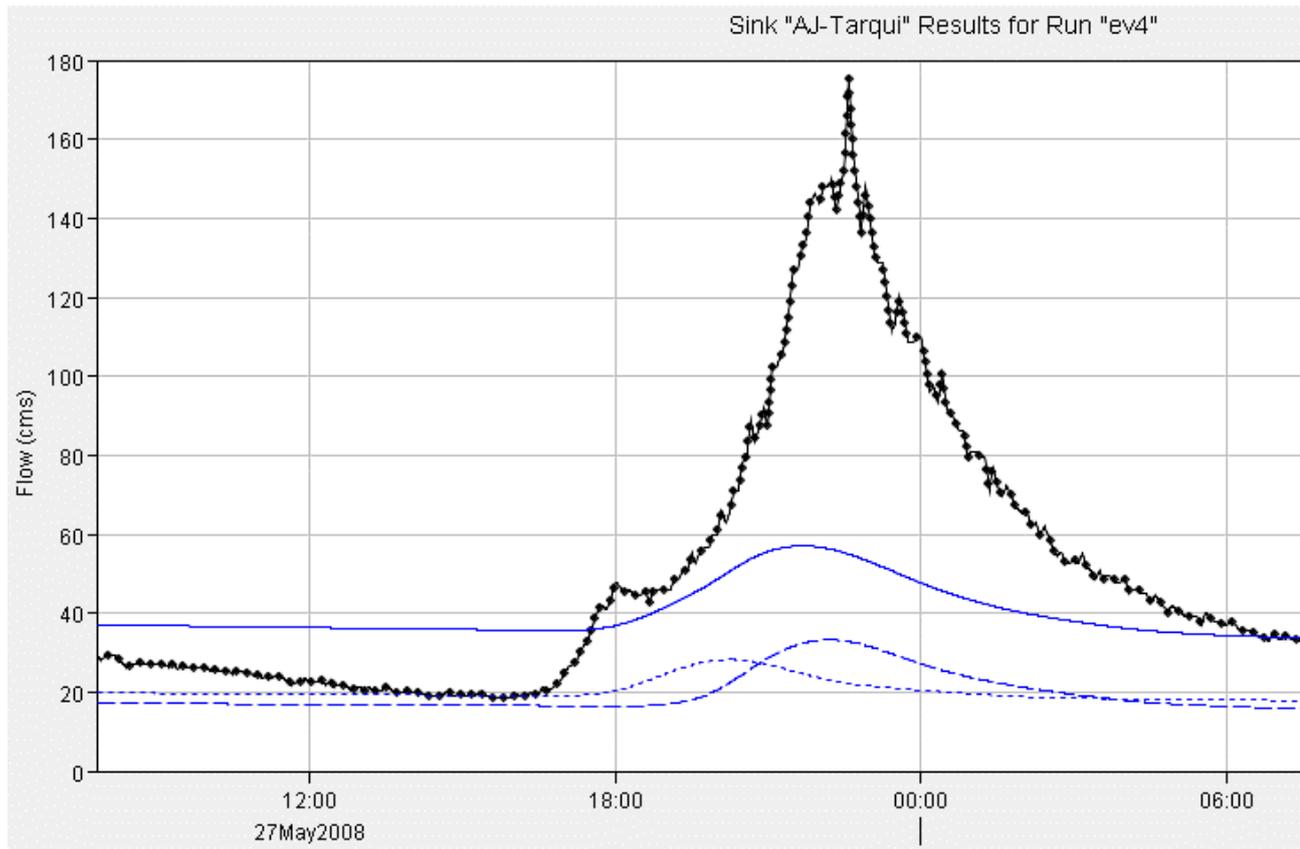
Project: C-Yanuncay Simulation Run: ev3 Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 17may2005, End of Run: 18may2005, Compute Time: 10sep2015,	Start of Run: 17may2005, 09:40 End of Run: 18may2005, 14:10 Compute Time: 10sep2015, 11:29:14
Basin Model: Yanuncay Meteorologic Model: ev3 Control Specifications: Parametros ev3	
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results Peak Discharge : 20.3 (M3/S) Total Precipitation : 13.00 (MM) Total Loss : 12.11 (MM) Total Excess : 0.89 (MM)	Computed Results Peak Outflow : 30.4 (M3/S) Date/Time of Peak Outflow : 17may2005, 19:17 Total Outflow : 4.11 (MM)
Observed Hydrograph at Gage P Peak Discharge : 61,40 (M3/S) Avg Abs Residual : 8,87 (M3/S) Total Residual : -2,74 (MM)	Observed Hydrograph at Gage AJT-ev3 Peak Discharge : 87,60 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge : 17may2005, 19:00 Avg Abs Residual : 12,91 (M3/S) Total Residual : -2,24 (MM) Total Obs Q : 6,35 (MM)

Anexo 4.4.4: Hidrogramas calculados ev4

Anexo 4.4.4.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev4



Anexo 4.4.4.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev4

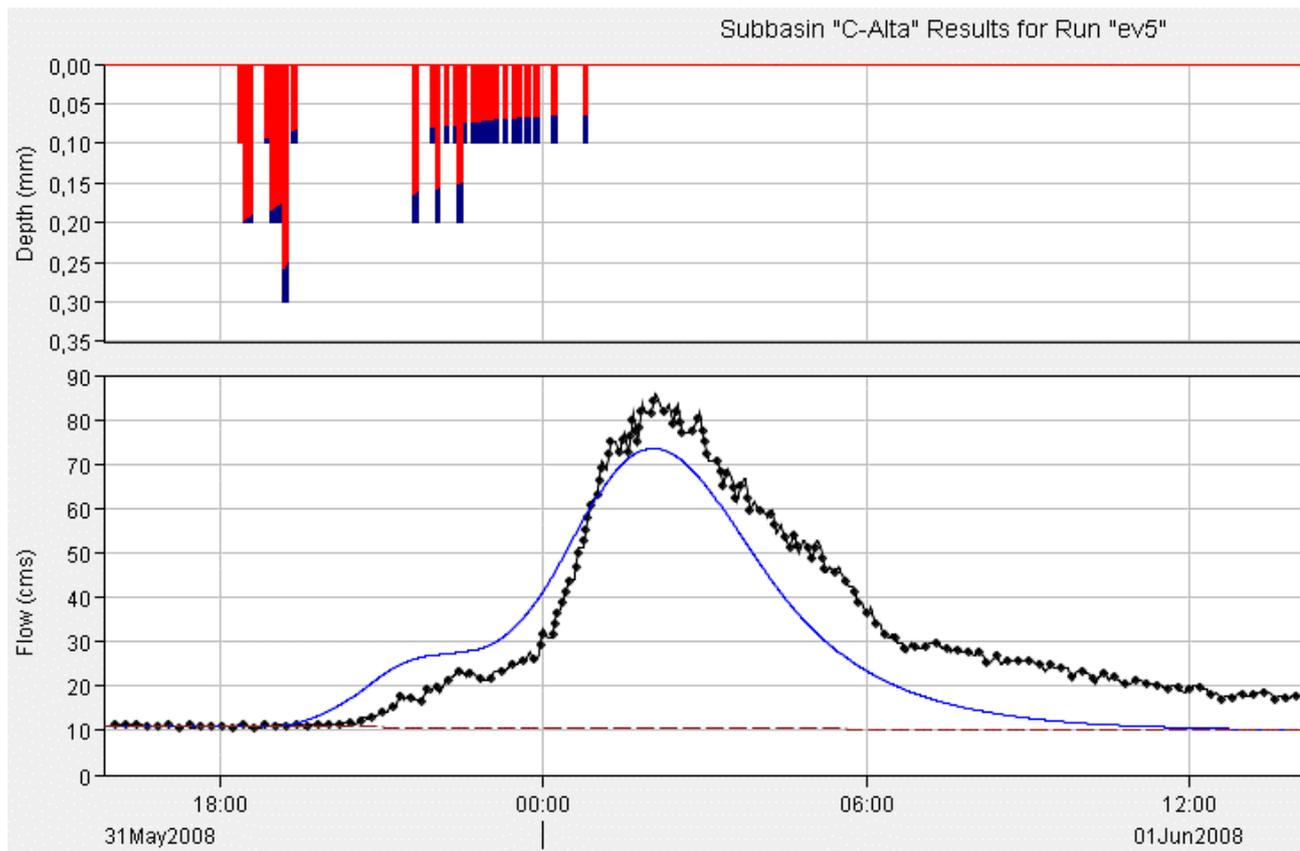


Anexo 4.4.4.3: Tablas de Resultados para el ev4

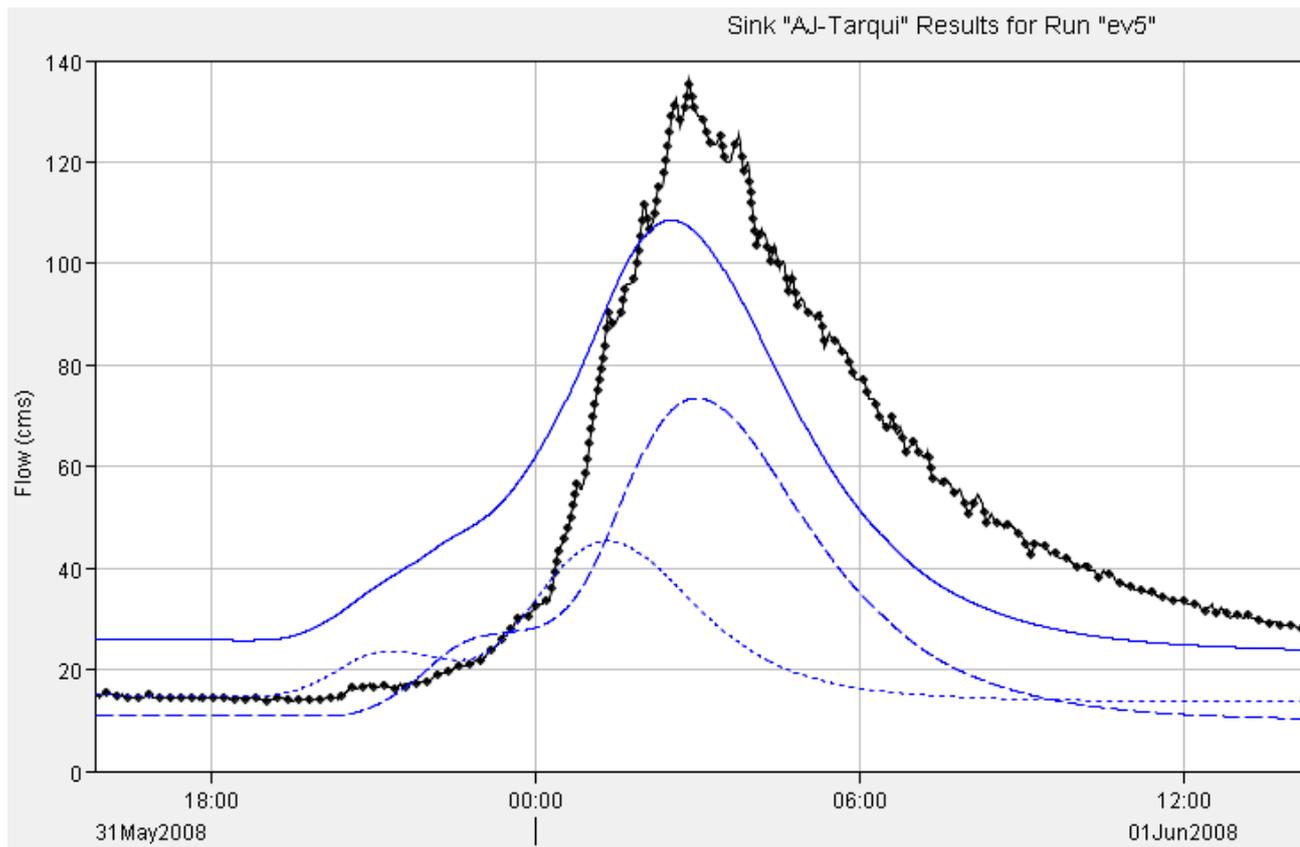
Simulat		Project: C-Yanuncay	
Simulation Run: ev4 Sink: AJ-Tarqui			
Start of Run: 27may2008,	Start of Run: 27may2008, 07:50	Basin Model: Yanuncay	
End of Run: 28may2008,	End of Run: 28may2008, 17:45	Meteorologic Model: ev4	
Compute Time: 10sep2015,	Compute Time: 10sep2015, 11:33:57	Control Specifications: Parametros ev4	
Volum		Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results Peak Discharge : 33.2 (M3/S) Total Precipitation : 14.50 (MM) Total Loss : 13.40 (MM) Total Excess : 1.10 (MM)		Computed Results Peak Outflow : 57.0 (M3/S) Date/Time of Peak Outflow : 27may2008, 21:41 Total Outflow : 11.16 (MM)	
Observed Hydrograph at Gage P Peak Discharge : 123,60 (M3/S) Avg Abs Residual : 13,86 (M3/S) Total Residual : -5,47 (MM)		Observed Hydrograph at Gage AJT-ev4 Peak Discharge : 175,50 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge : 27may2008, 22:35 Avg Abs Residual : 17,08 (M3/S) Total Residual : -1,82 (MM) Total Obs Q : 12,98 (MM)	
		Total Obs Q : 14,74 (MM)	

Anexo 4.5.1: Hidrogramas calculados ev5

Anexo 4.4.5.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev5



Anexo 4.4.5.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev5

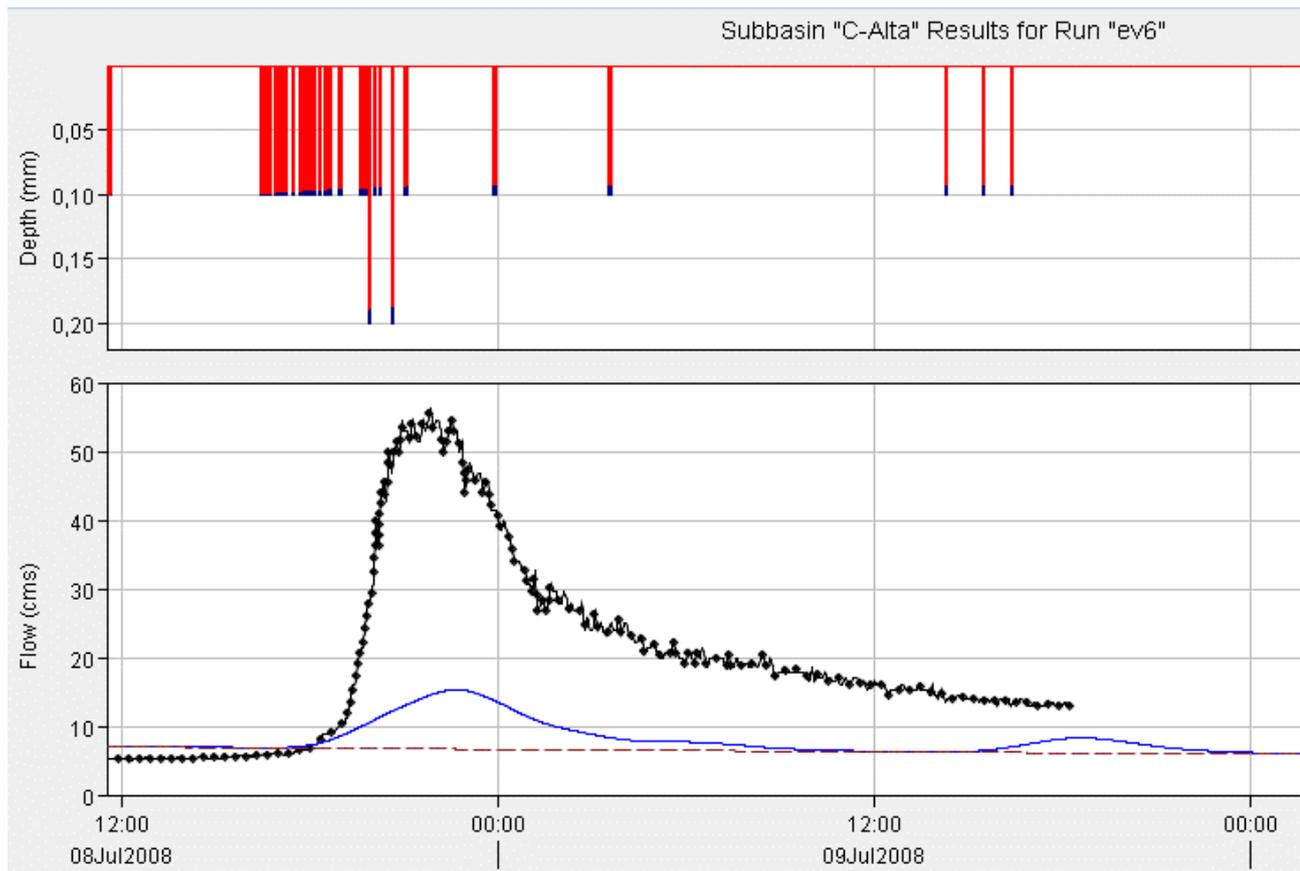


Anexo 4.4.5.3: Tablas de Resultados para el ev5

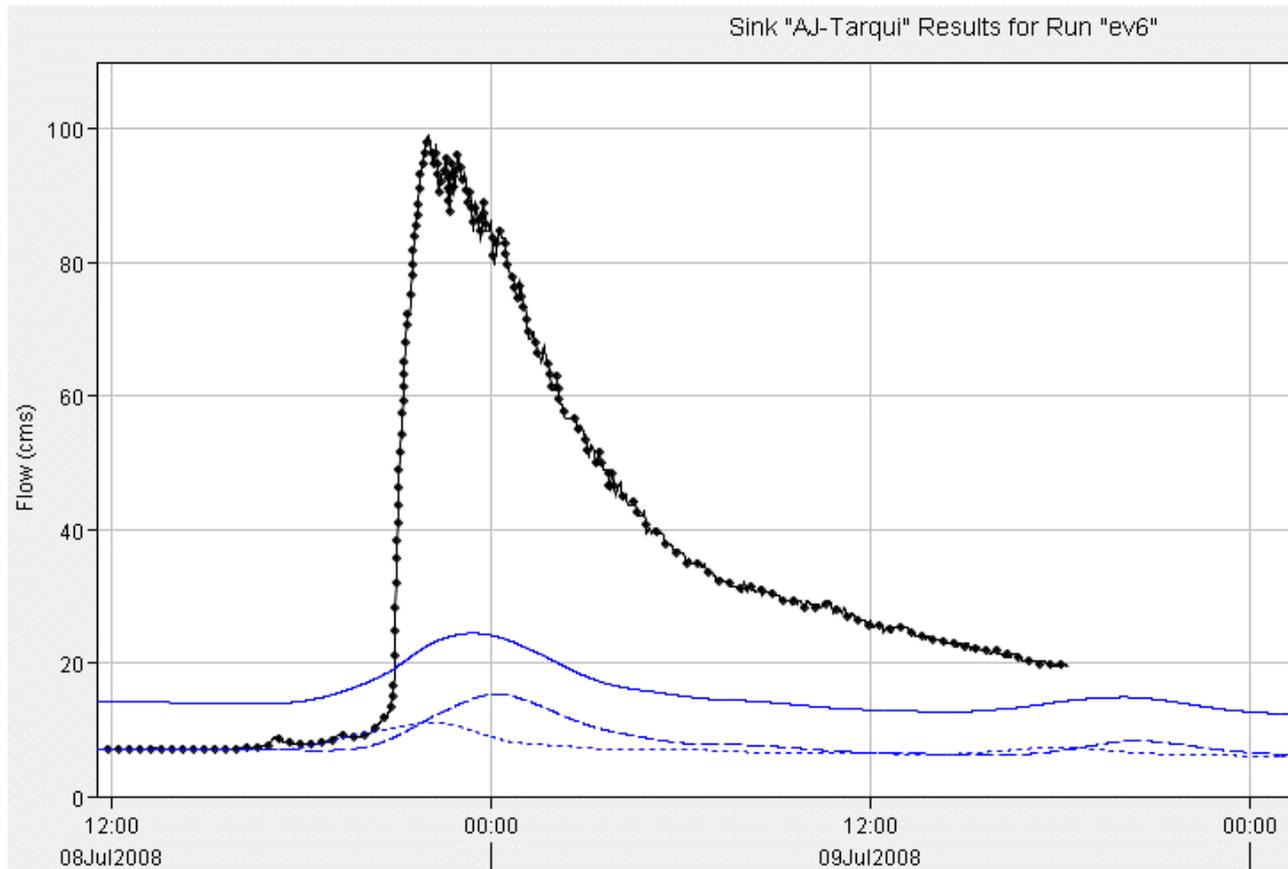
Project: C-Yanuncay Simulation Run: ev5 Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 31may2008, 1 End of Run: 01jun2008, 2 Compute Time: 10sep2015, 1	Start of Run: 31may2008, 15:50 End of Run: 01jun2008, 23:50 Compute Time: 10sep2015, 11:46:59
Basin Model: Yanuncay Meteorologic Model: ev5 Control Specifications: Parametros ev5	
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results Peak Discharge : 73.5 (M3/S) Total Precipitation : 20.00 (MM) Total Loss : 15.83 (MM) Total Excess : 4.17 (MM)	Computed Results Peak Outflow : 108.5 (M3/S) Date/Time of Peak Outflow : 01jun2008, 02:29 Total Outflow : 10.95 (MM)
Observed Hydrograph at Gage P Peak Discharge : 85,90 (M3/S) Avg Abs Residual : 7,07 (M3/S) Total Residual : -1,76 (MM)	Observed Hydrograph at Gage AJT-ev5 Peak Discharge : 136,30 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge : 01jun2008, 02:50 Avg Abs Residual : 12,38 (M3/S) Total Residual : -0,19 (MM) Total Obs Q : 11,14 (MM)

Anexo 4.4.6: Hidrogramas calculados ev6

Anexo 4.4.6.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev6



Anexo 4.4.6.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev6

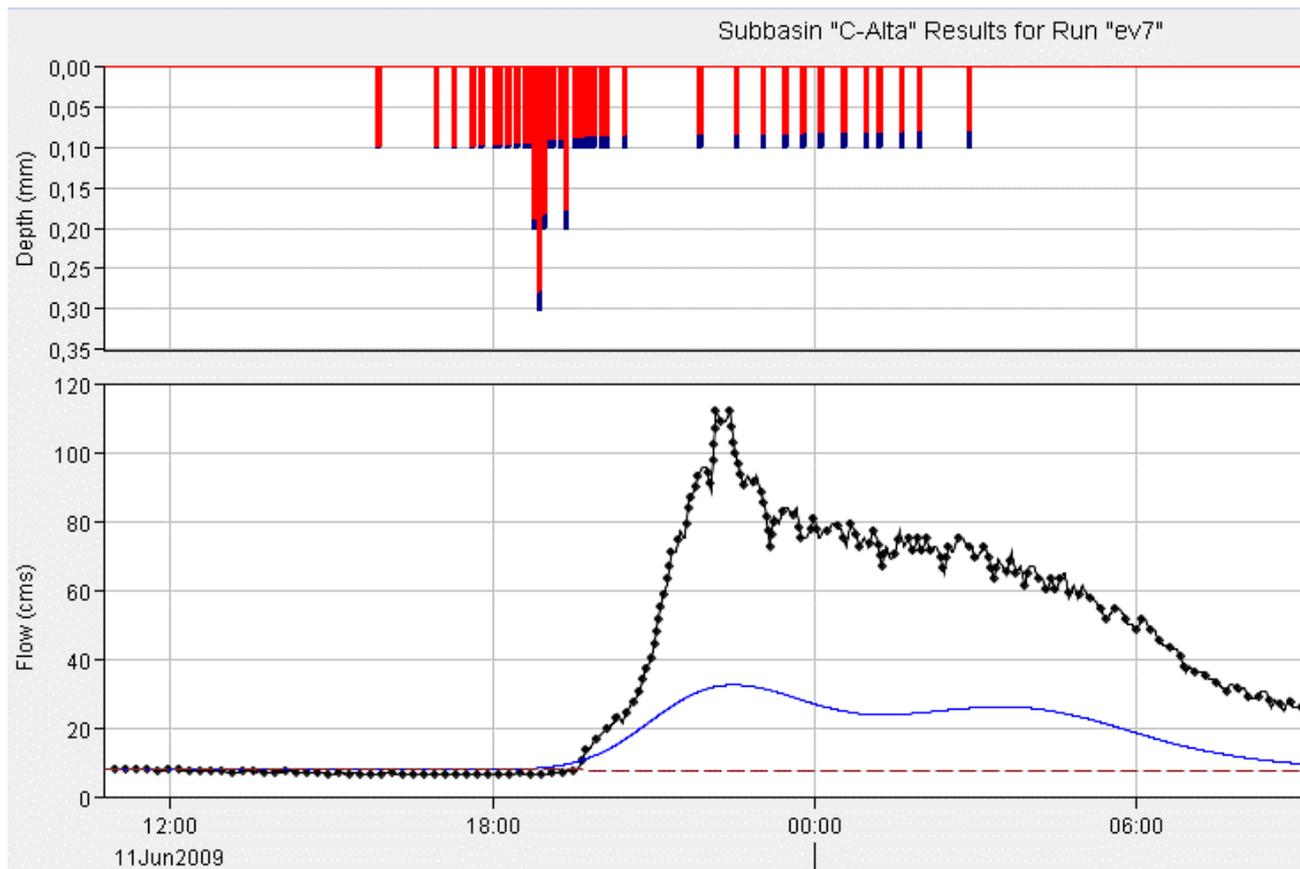


Anexo 4.4.6.3: Tablas de Resultados para el ev6

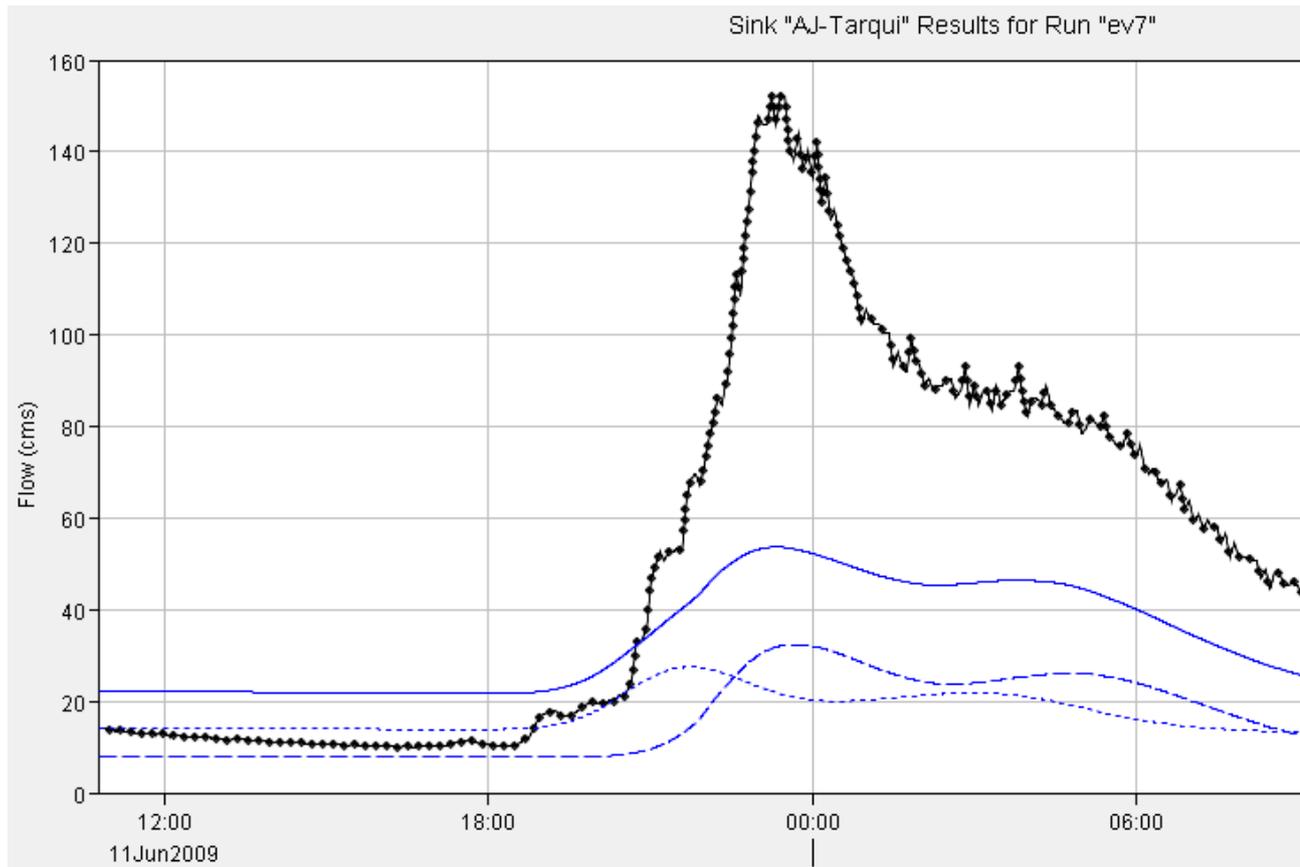
Project: C-Yanuncay		Simulation Run: ev6 Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 08jul2008, 11:30	End of Run: 10jul2008, 18:15	Basin Model: Yanuncay	Meteorologic Model: ev6
Compute Time: 10sep2015, 15:00	Compute Time: 10sep2015, 16:00:37	Control Specifications: Parametros ev6	
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results		Computed Results	
Peak Discharge : 15.3 (M3/S)	Total Precipitation : 17.50 (MM)	Peak Outflow : 24.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 08jul2008, 23:26
Total Loss : 16.76 (MM)	Total Excess : 0.74 (MM)	Total Outflow : 6.77 (MM)	
Observed Hydrograph at Gage Pur		Observed Hydrograph at Gage AJT-ev6	
Peak Discharge : 56,20 (M3/S)	Avg Abs Residual : (M3/S)	Peak Discharge : 99,10 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 08jul2008, 22:00
Total Residual : 0,00 (MM)		Avg Abs Residual : 20,60 (M3/S)	Total Residual : -4,40 (MM)
		Total Obs Q :	8,62 (MM)

Anexo 4.4.7: Hidrogramas calculados ev7

Anexo 4.4.7.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev7



Anexo 4.4.7.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev7

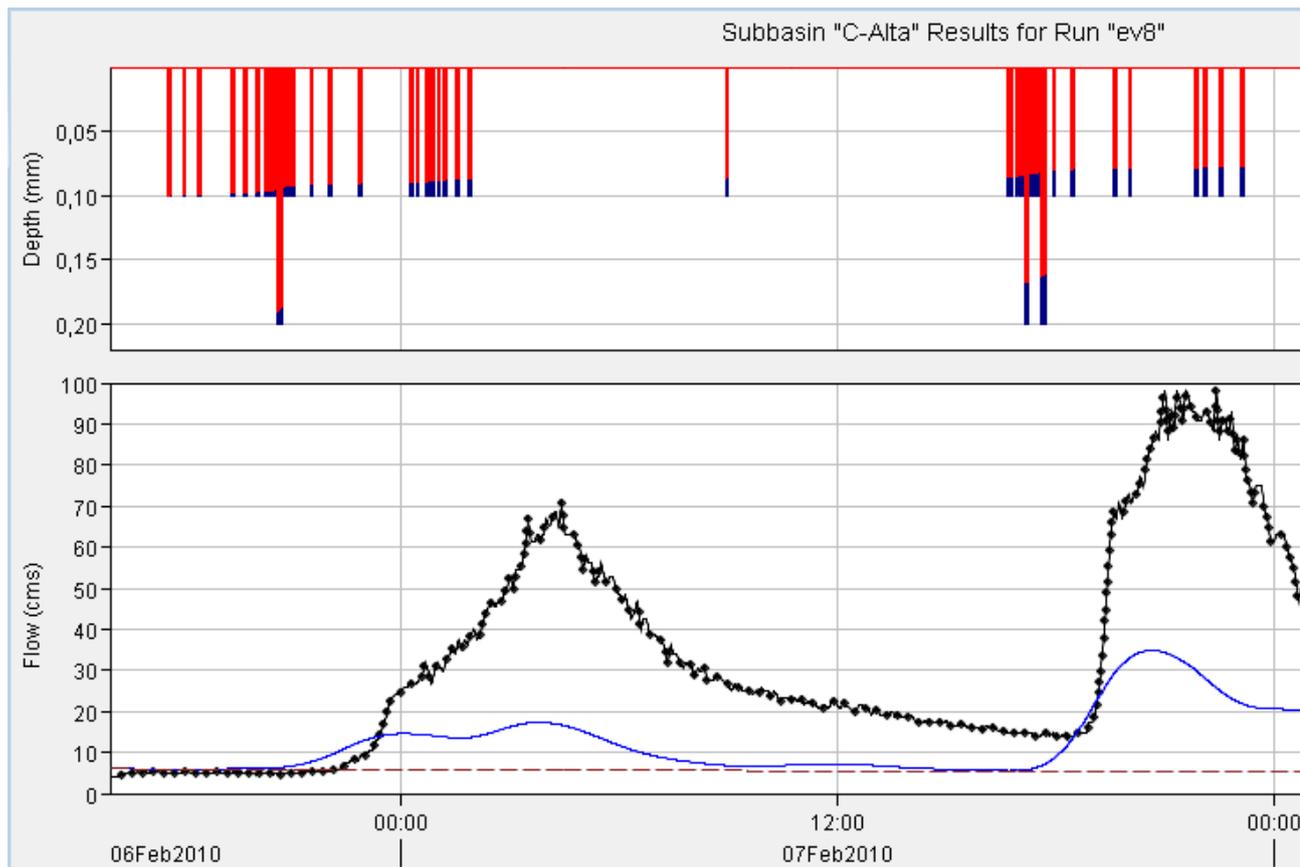


Anexo 4.4.7.3: Tablas de Resultados para el ev7

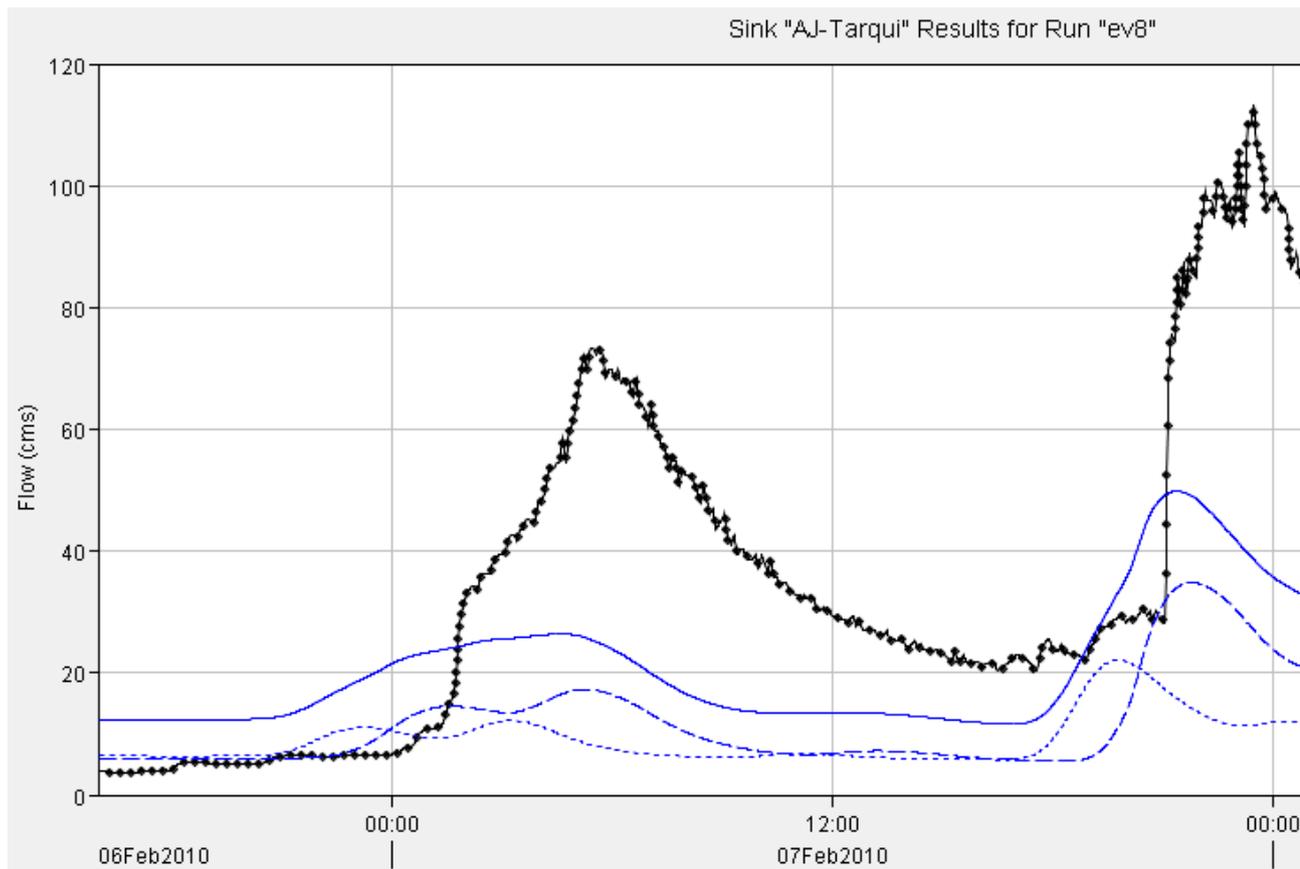
<p>Project: C-Yanuncay Simulation Run: ev7 Sink: AJ-Tarqui</p>	
<p>Simulat</p> <p>Start of Run: 11jun2009, End of Run: 12jun2009, Compute Time: 10sep2015,</p>	<p>Start of Run: 11jun2009, 10:45 End of Run: 12jun2009, 18:45 Compute Time: 10sep2015, 16:05:57</p> <p>Basin Model: Yanuncay Meteorologic Model: ev7 Control Specifications: Parametros ev7</p>
<p>Volum</p> <p>Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3</p>	
<p>Computed Results</p> <p>Peak Discharge : 32.4 (M3/S) Total Precipitation : 23.00 (MM) Total Loss : 20.35 (MM) Total Excess : 2.65 (MM)</p>	<p>Computed Results</p> <p>Peak Outflow : 53.7 (M3/S) Date/Time of Peak Outflow : 11jun2009, 23:20 Total Outflow : 8.34 (MM)</p>
<p>Observed Hydrograph at Gage I</p> <p>Peak Discharge : 111,80 (M3/S) Avg Abs Residual : 18,70 (M3/S) Total Residual : -6,77 (MM)</p>	<p>Observed Hydrograph at Gage AJT-ev7</p> <p>Peak Discharge : 152,00 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge : 11jun2009, 23:15 Avg Abs Residual : 21,25 (M3/S) Total Residual : -4,11 (MM) Total Obs Q : 12,45 (MM)</p>

Anexo 4.4.8: Hidrogramas calculados ev8

Anexo 4.4.8.1: Hidrograma calculado en Pucán para el ev8



Anexo 4.4.8.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev8

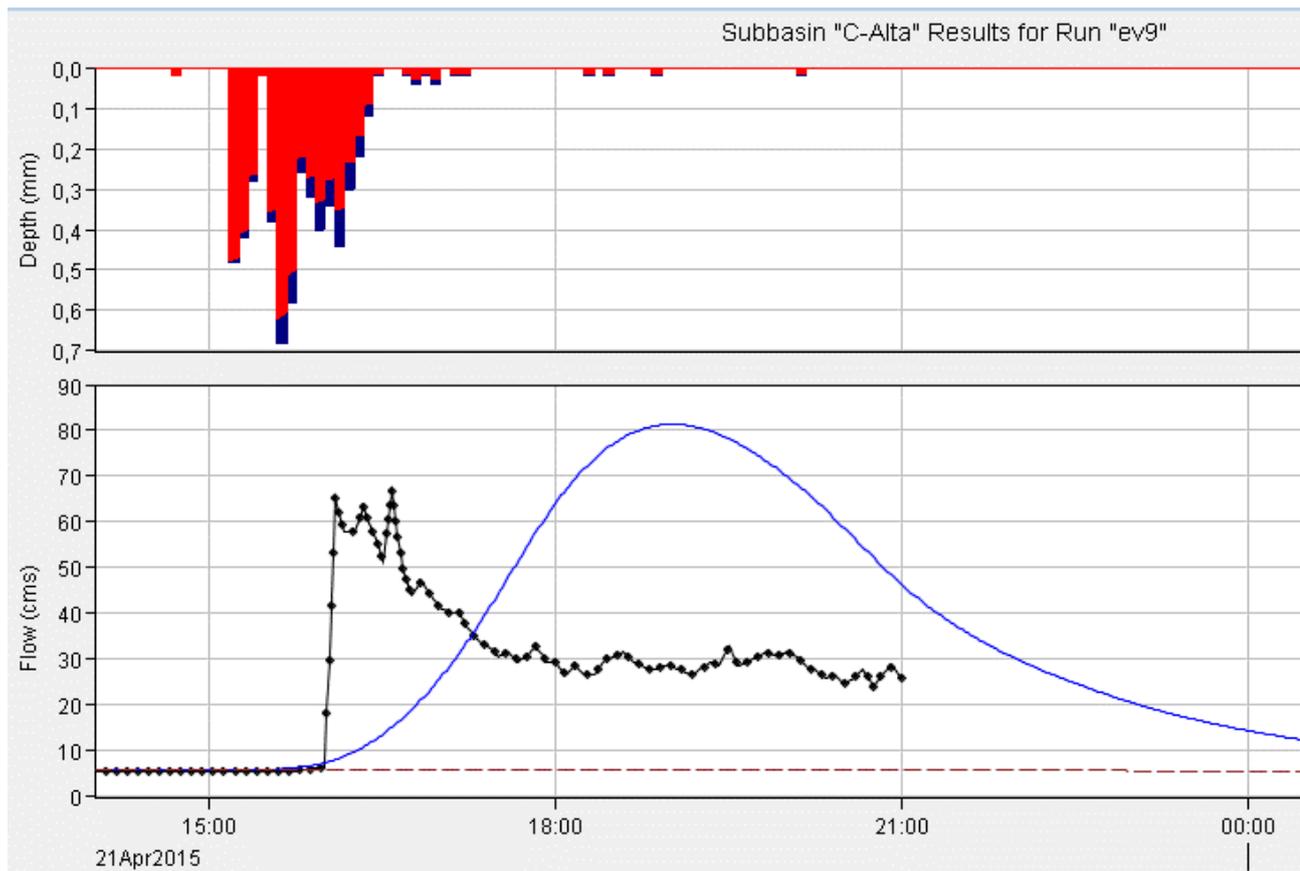


Anexo 4.4.8.2: Tablas de Resultados para el ev8

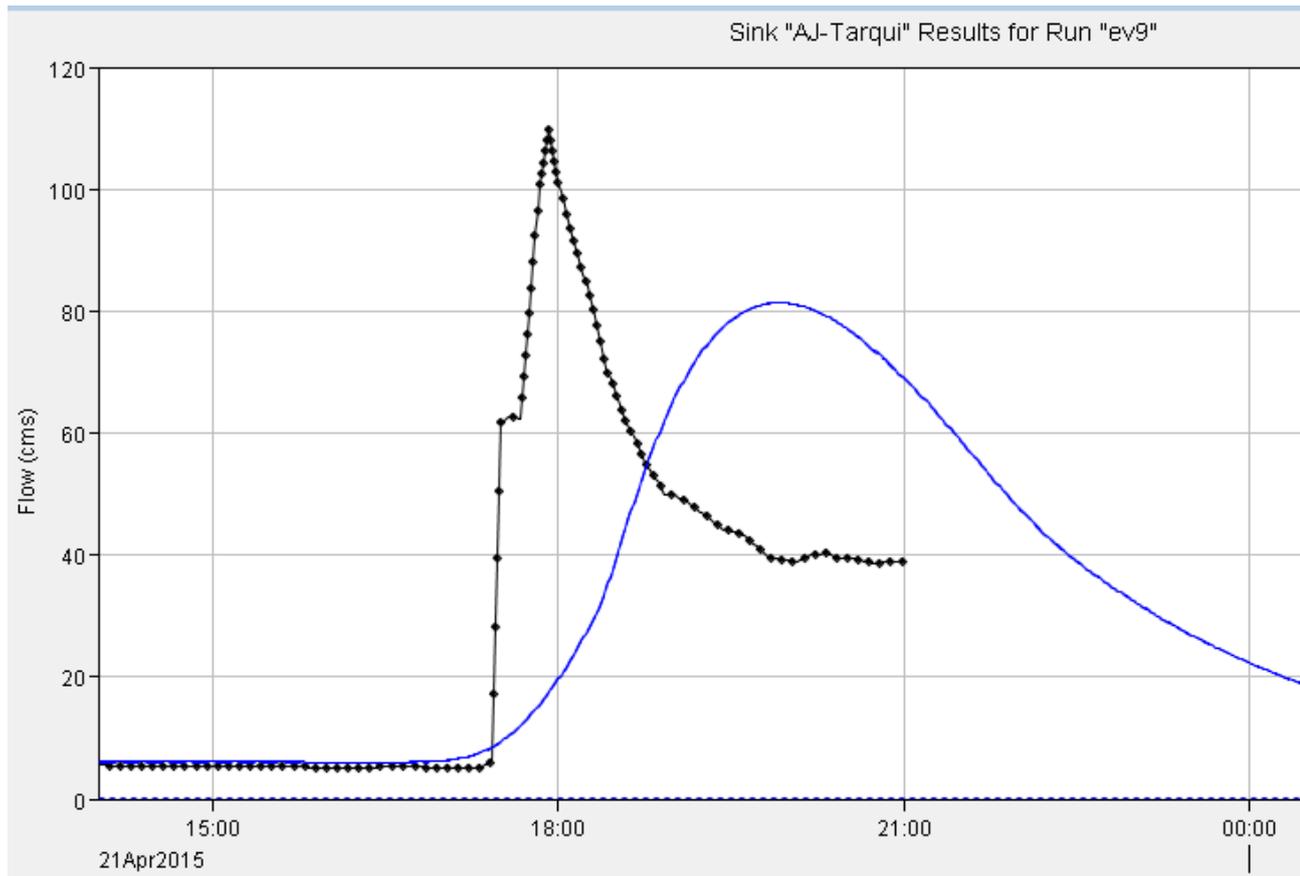
Simulati		Project: C-Yanuncay	
Simulation Run: ev8		Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 06feb2010, :	Start of Run: 06feb2010, 16:00	Basin Model: Yanuncay	
End of Run: 08feb2010, :	End of Run: 08feb2010, 15:00	Meteorologic Model: ev8	
Compute Time: 10sep2015, :	Compute Time: 10sep2015, 16:13:47	Control Specifications: Parametros ev8	
Volume	Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		
Computed Results	Computed Results		
Peak Discharge : 34.8 (M3/S)	Peak Outflow : 49.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 07feb2010, 21:25	
Total Precipitation : 26.00 (MM)	Total Outflow : 8.17 (MM)		
Total Loss : 22.66 (MM)			
Total Excess : 3.34 (MM)			
Observed Hydrograph at Gage f	Observed Hydrograph at Gage AJT-ev8		
Peak Discharge : 98,20 (M3/S)	Peak Discharge : 113,30 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 07feb2010, 23:30	
Avg Abs Residual : 19,44 (M3/S)	Avg Abs Residual : 19,96 (M3/S)		
Total Residual : -10,32 (MM)	Total Residual : -6,21 (MM)	Total Obs Q : 14,38 (MM)	
	Total Obs Q : 10,00 (MM)		

Anexo 4.4.9: Hidrogramas calculados ev9

Anexo 4.4.9.2: Hidrograma calculado en Pucán para el ev9



Anexo 4.4.9.2: Hidrograma calculado a salida de la cuenca para el ev9

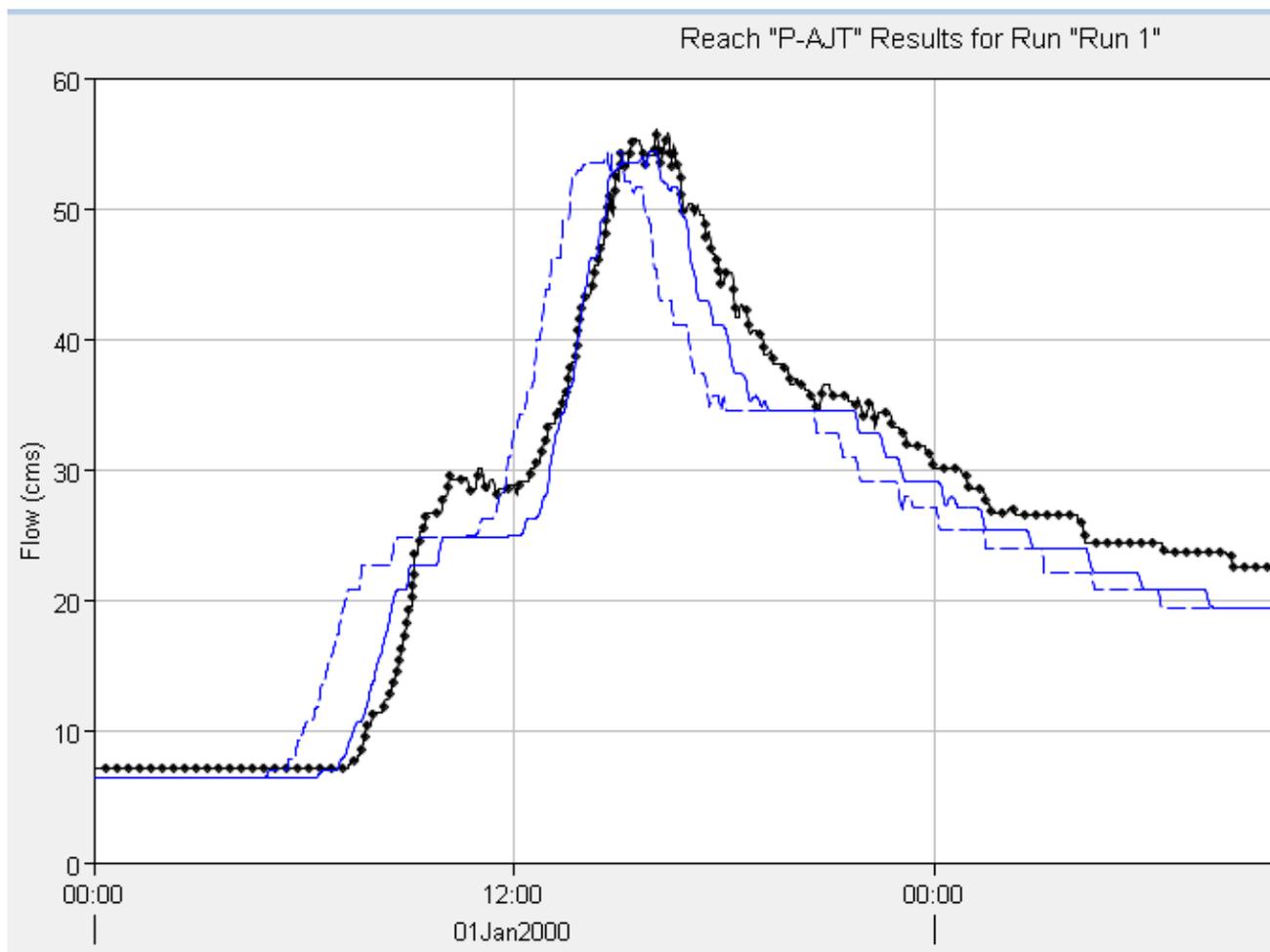


Anexo 4.4.9.3: Tablas de Resultados para el ev9

Project: C-Yanuncay		Simulation Run: ev9 Sink: AJ-Tarqui	
Start of Run: 21abr2015, 1	Start of Run: 21abr2015, 14:00	Basin Model: Yanuncay	
End of Run: 22abr2015, 0	End of Run: 22abr2015, 05:00	Meteorologic Model: ev9	
Compute Time: 10sep2015, 1	Compute Time: 10sep2015, 16:23:46	Control Specifications: Parametros ev9	
Volume	Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		
Computed Results Peak Discharge : 81.4 (M3/S) Total Precipitation : 27.60 (MM) Total Loss : 23.87 (MM) Total Excess : 3.73 (MM)		Computed Results Peak Outflow : 81.4 (M3/S) Date/Time of Peak Outflow : 21abr2015, 19:55 Total Outflow : 3.54 (MM)	
Observed Hydrograph at Gage P Peak Discharge : 66,90 (M3/S) Avg Abs Residual : 25,73 (M3/S) Total Residual : 1,17 (MM)		Observed Hydrograph at Gage AJT-ev9 Peak Discharge : 109,80 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge : 21abr2015, 17:55 Avg Abs Residual : 20,36 (M3/S) Total Residual : 0,07 (MM) Total Obs Q : 1,87 (MM)	

Anexo 4.5: Hidrogramas obtenidos con HEC – HMS para los eventos de tránsito puro

Anexo 4.5.1.1.a: Hidrogramas calculados para el ev1h con un coeficiente de $n=0.035$



Anexo 4.5.1.2.a: Tabla de resultados para el ev1h usado un $n=0.035$

Project: transito
Simulation Run: Run 1 Reach: P-AJT

Start of Run: 01ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 03ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:30:55	Control Specifications: Control 1

Volume Units: MM 1000 M3

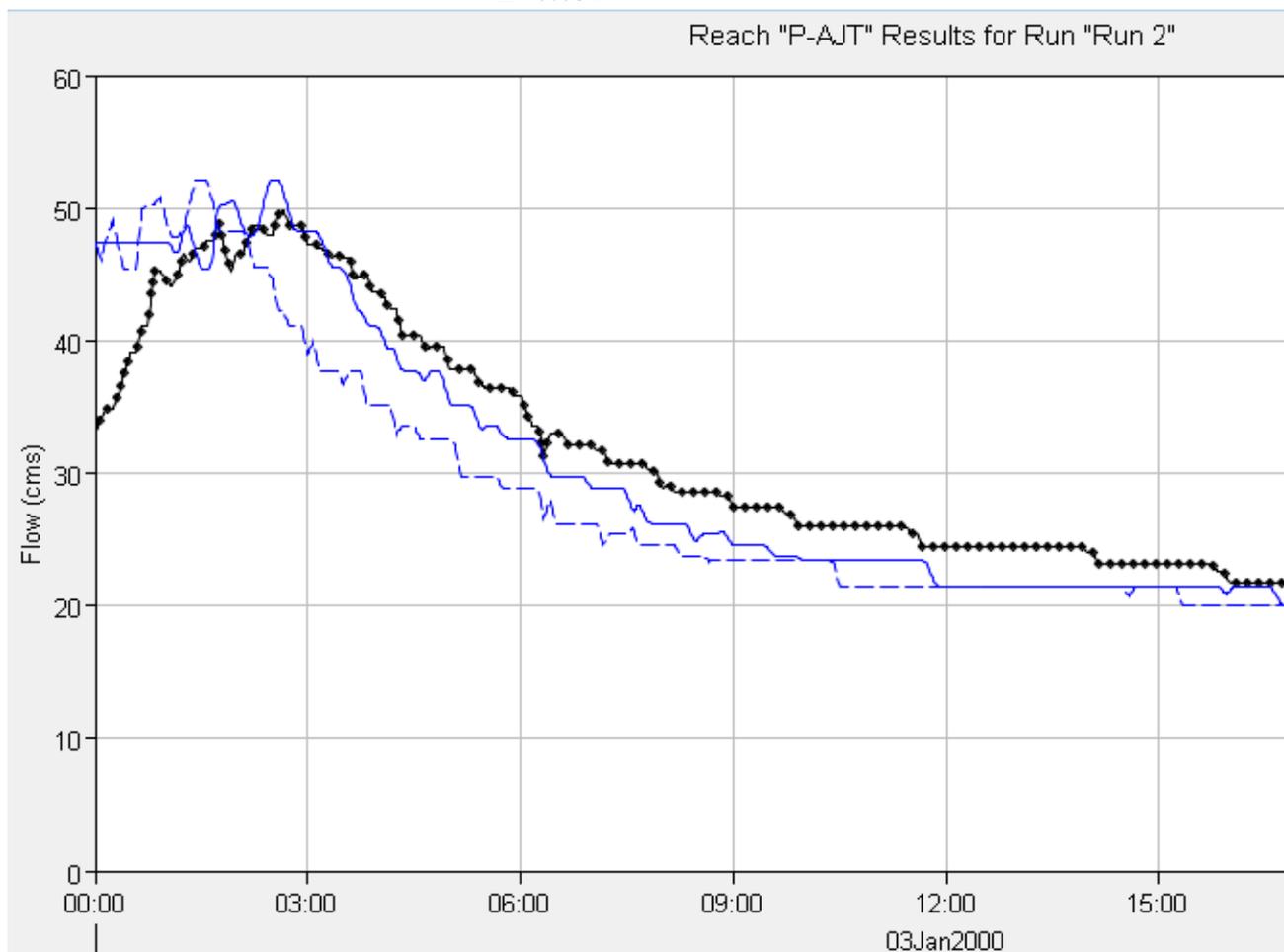
Computed Results

Peak Inflow : 54.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 14:50
Peak Outflow : 54.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 15:56
Total Inflow : 13.18 (MM)	Total Outflow : 13.34 (MM)

Observed Hydrograph at Gage ajt1

Peak Discharge : 56,04 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2000, 16:05
Avg Abs Residual : 2,34 (M3/S)	
Total Residual : -0,99 (MM)	Total Obs Q : 13,94 (MM)

Anexo 4.5.2.1.a: Hidrogramas calculados para el ev2h con un coeficiente de n=0.035



Anexo 4.5.2.2.a: Tabla de resultados para el ev2h usado un n=0.035

Project: transito
Simulation Run: Run 2 Reach: P-AJT

Start of Run: 03ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 04ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:31:52	Control Specifications: Control 2

Volume Units: MM 1000 M3

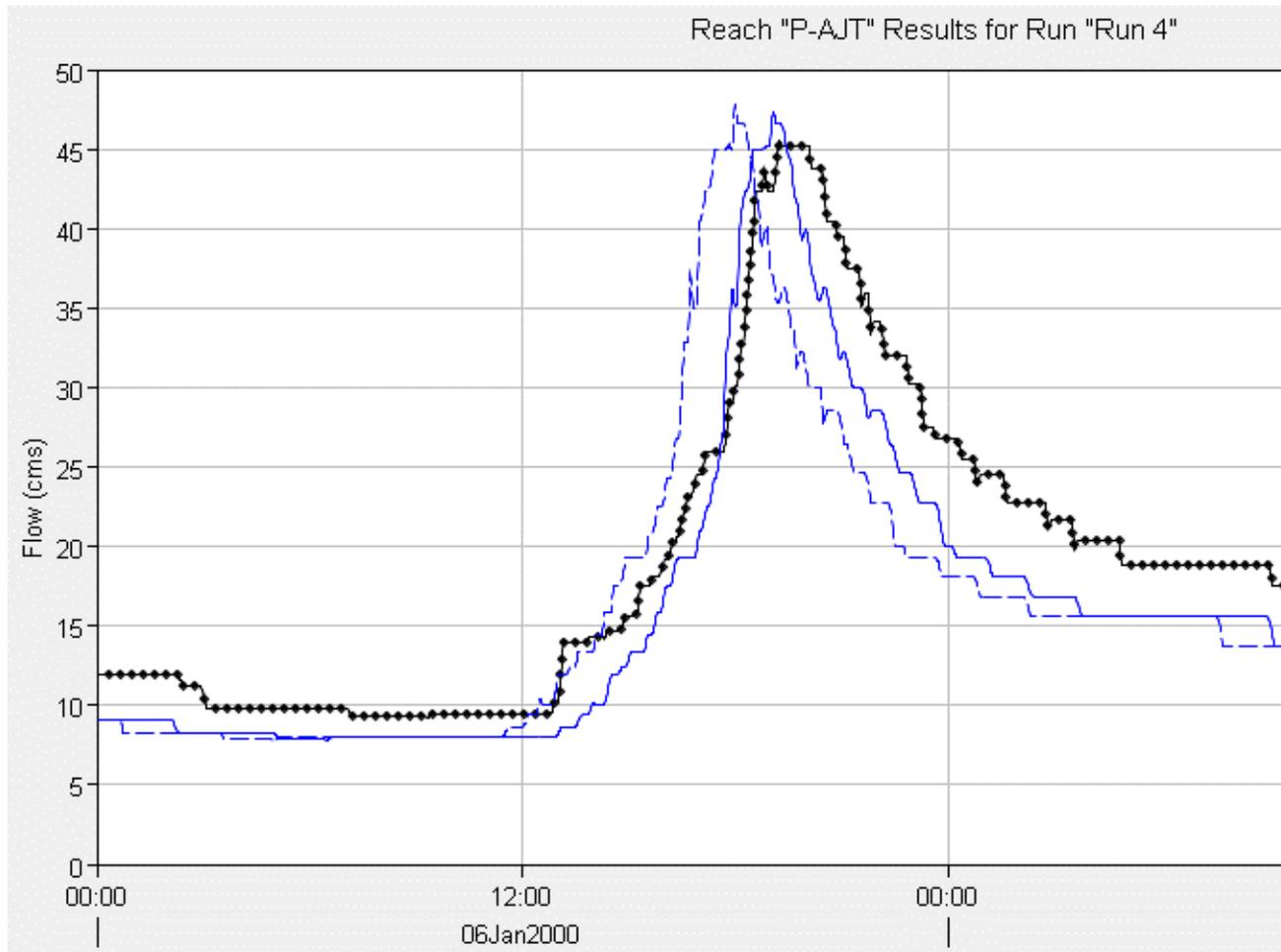
Computed Results

Peak Inflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 03ene2000, 01:25
Peak Outflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 03ene2000, 02:31
Total Inflow : 8.07 (MM)	Total Outflow : 9.01 (MM)

Observed Hydrograph at Gage ajt2

Peak Discharge : 49,80 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 03ene2000, 02:40
Avg Abs Residual : 2,56 (M3/S)	
Total Residual : -0,39 (MM)	Total Obs Q : 8,95 (MM)

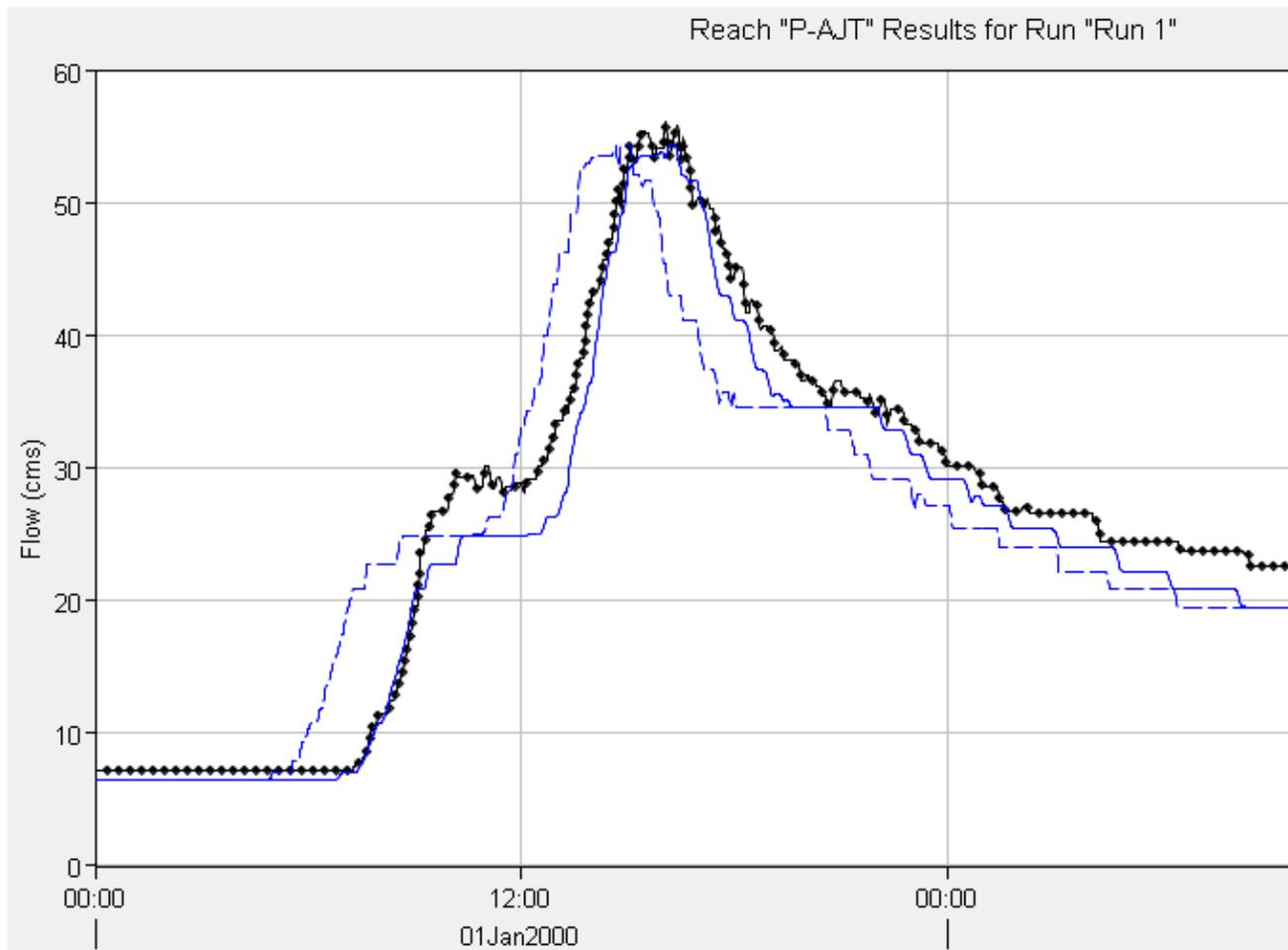
Anexo 4.5.3.1.a: Hidrogramas calculados para el ev3h con un coeficiente de $n=0.035$



Anexo 4.5.3.2.a: Tabla de resultados para el ev3h usado un n=0.035

Project: transito	
Simulation Run: Run 2 Reach: P-AJT	
Start of Run: 03ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 04ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:31:52	Control Specifications: Control 2
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 03ene2000, 01:25
Peak Outflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 03ene2000, 02:31
Total Inflow : 8.07 (MM)	Total Outflow : 9.01 (MM)
Observed Hydrograph at Gage ajt2	
Peak Discharge : 49,80 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 03ene2000, 02:40
Avg Abs Residual : 2,56 (M3/S)	
Total Residual : -0,39 (MM)	Total Obs Q : 8,95 (MM)

Anexo 4.5.1.1.b: Hidrogramas calculados para el ev1h con un coeficiente de $n=0.05$



Anexo 4.5.1.2.b: Tabla de resultados para el ev1h usado un $n=0.05$

Project: transito
Simulation Run: Run 1 Reach: P-AJT

Start of Run: 01ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 03ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:09:38	Control Specifications: Control 1

Volume Units: MM 1000 M3

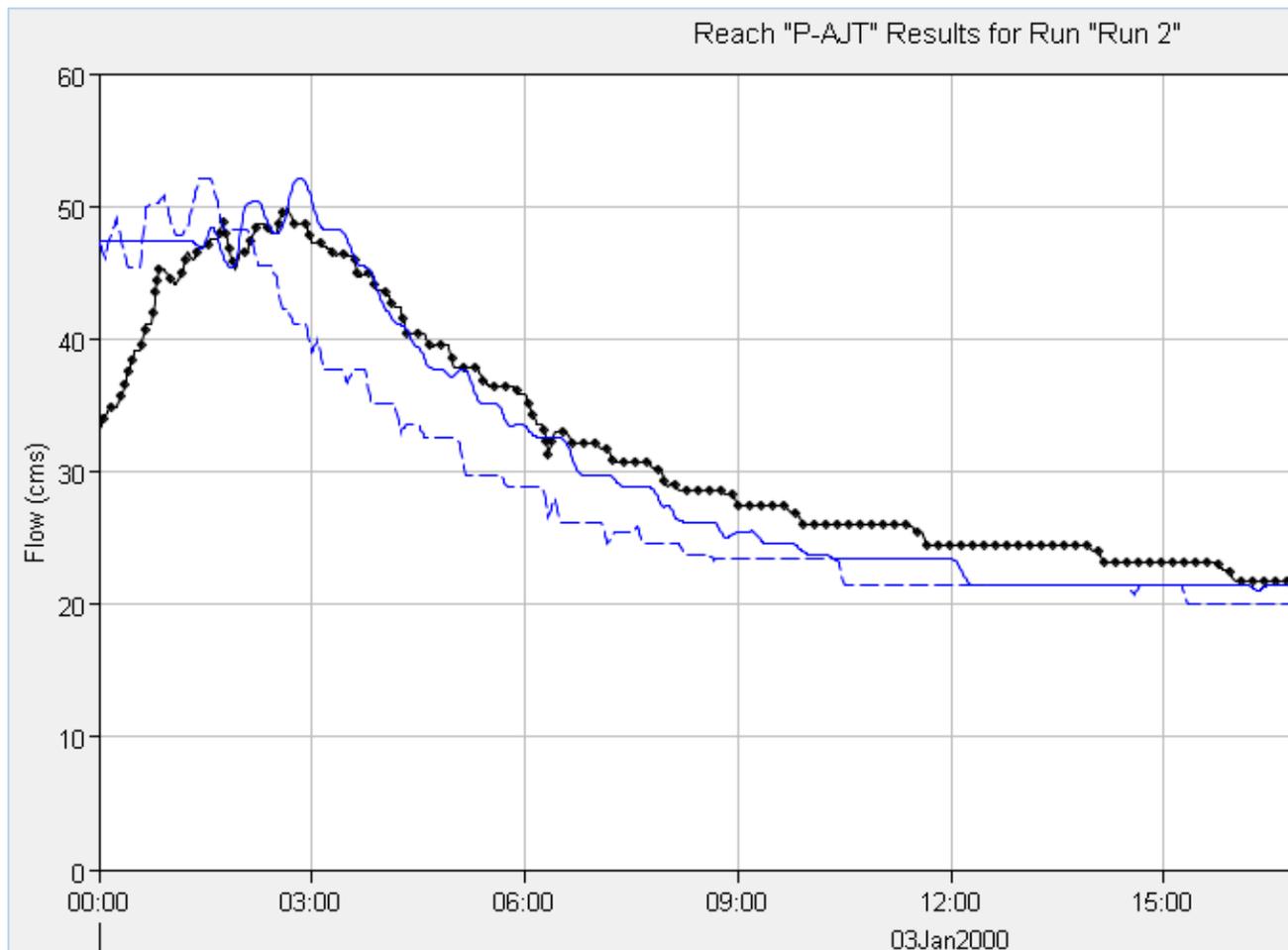
Computed Results

Peak Inflow : 54.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 14:50
Peak Outflow : 54.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 16:16
Total Inflow : 13.18 (MM)	Total Outflow : 13.38 (MM)

Observed Hydrograph at Gage ajt1

Peak Discharge : 56,04 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2000, 16:05
Avg Abs Residual : 2,08 (M3/S)	
Total Residual : -1,06 (MM)	Total Obs Q : 13,94 (MM)

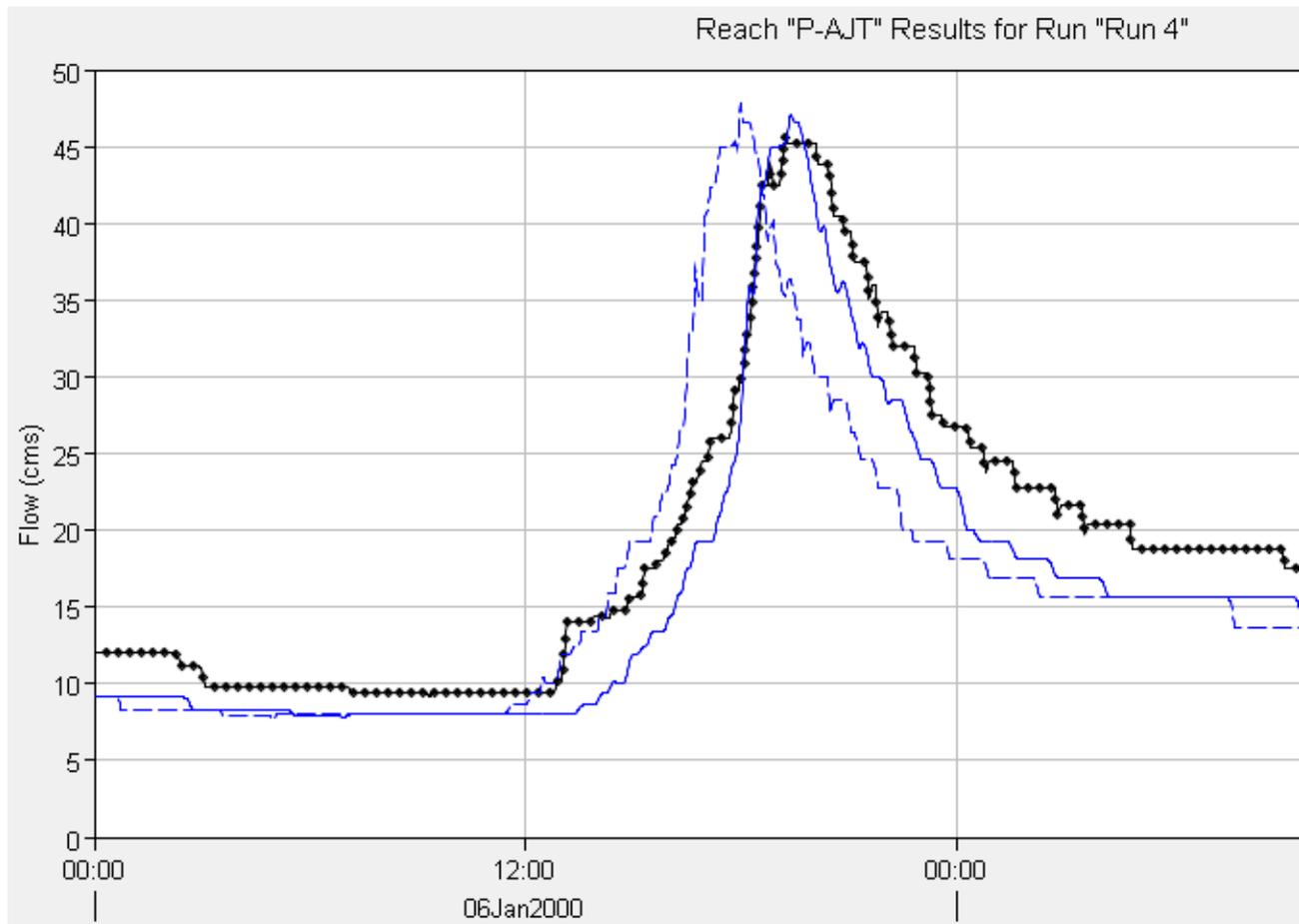
Anexo 4.5.2.1.b: Hidrogramas calculados para el ev2h con un coeficiente de $n=0.05$



Anexo 4.5.2.2.b: Tabla de resultados para el ev2h usado un n=0.05

Project: transito	
Simulation Run: Run 2 Reach: P-AJT	
Start of Run: 03ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 04ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:12:46	Control Specifications: Control 2
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 03ene2000, 01:25
Peak Outflow : 52.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 03ene2000, 02:49
Total Inflow : 8.07 (MM)	Total Outflow : 9.28 (MM)
Observed Hydrograph at Gage ajt2	
Peak Discharge : 49,80 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 03ene2000, 02:40
Avg Abs Residual : 2,14 (M3/S)	
Total Residual : -0,25 (MM)	Total Obs Q : 8,95 (MM)

Anexo 4.5.3.1.b: Hidrogramas calculados para el ev3h con un coeficiente de $n=0.05$



Anexo 4.5.3.2.b: Tabla de resultados para el ev3h usado un $n=0.05$

Project: transito
Simulation Run: Run 4 Reach: P-AJT

Start of Run: 06ene2000, 00:00	Basin Model: Yanuncay
End of Run: 08ene2000, 00:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 13oct2015, 16:16:18	Control Specifications: Control 4

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow : 47.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 06ene2000, 18:00
Peak Outflow : 47.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 06ene2000, 19:24
Total Inflow : 10.23 (MM)	Total Outflow : 10.52 (MM)

Observed Hydrograph at Gage ajt4

Peak Discharge : 45,53 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 06ene2000, 19:15
Avg Abs Residual : 3,33 (M3/S)	
Total Residual : -2,09 (MM)	Total Obs Q : 12,19 (MM)