

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL**



**“MODELO HEC-HMS PARA CALIBRACIÓN Y
VALIDACIÓN DE HDROGRAMAS DE CAUDALES EN LA
CUENCA URBANA DE AYACUCHO”**

Tesis para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por el Bachiller:

COQUI ECHEVARRÍA CHUQUICHAMPI

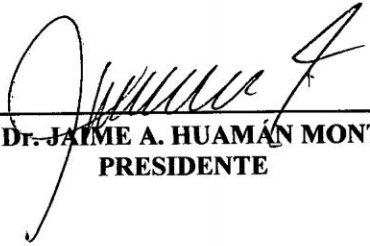
AYACUCHO – PERU

2012

**“MODELO HEC-HMS PARA CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE
HIDROGRAMAS DE CAUDALES EN LA CUENCA URBANA DE
AYACUCHO”**

RECOMENDADO : 19 DE DICIEMBRE DEL 2012

APROBADO : 20 DE DICIEMBRE DEL 2012



Ing. Dr. JAIME A. HUAMÁN MONTES
PRESIDENTE



Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
MIEMBRO



Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO



Ing. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO

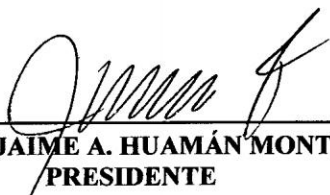


Ing. FLOR N. YANGALI GUERRA
SECRETARIO DOCENTE

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 20 de diciembre del 2012, en la sustentación de Tesis presentado por el Bachiller COQUI ECHEVARRÍA CHUQUICHAMPI, con la Tesis Titulado “MODELO HEC-HMS PARA CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE HIDROGRAMAS DE AVENIDA EN LA CUENCA URBANA DE AYACUCHO”, fue calificado con la nota de CATORCE (14) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.

RECOMENDADO : 19 DE DICIEMBRE DEL 2012

APROBADO : 20 DE DICIEMBRE DEL 2012



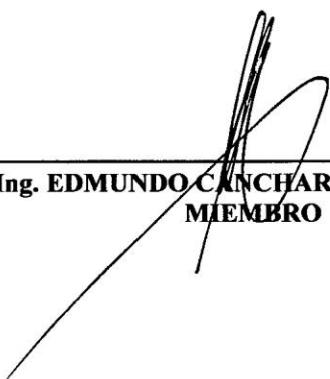
Ing. Dr. JAIME A. HUAMÁN MONTES
PRESIDENTE



Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
MIEMBRO



Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
MIEMBRO



Ing. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ
MIEMBRO



Ing. FLORO N. VANGALI GUERRA
SECRETARIO DOCENTE

Dedicatoria

Dedico este trabajo a:

A DIOS por concederme la vida.

A mis padres Narciso y Elena, por
sus sabias enseñanzas y ser
mentores de mi sendero.

A mis hermanos Francisco,
Margot, Dilmer y Dolfe por el
cariño y aliento permanente

A mi hijo Coqui por ser
inspiración de vida.

A Norma por su fortaleza y
comprensión.

COQUI

Agradecimientos

- De manera especial al Ing. Joel Oré Iwanaga, asesor de la presente tesis, por la dedicación y el tiempo prestado hacia mi persona, desde el enfoque, planteamiento y estructuración de la tesis hasta su culminación, con sus enseñanzas, motivaciones e indicaciones atinadas para la mejor realización del presente trabajo de investigación.
- Agradezco a mi alma mater, “San Cristóbal de Huamanga” por haberme albergado en sus aulas durante mi travesía en la universidad
- A mis familiares, en especial a mi hermana Margot y esposo Baldomero, sobrinos y sobrinas, por el cariño y estímulo de aliento para la culminación satisfactoria de mi meta.
- Agradezco también de manera muy especial a Norma, madre de mi único hijo Coqui, por su eterna compañía y aliento de fortaleza sempiterna, complemento ideal de mi vida.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación básicamente calibra y valida los modelos hidrológicos mediante el uso del HEC-HMS en la cuenca de estudio Yanaccacca, que está ubicado geográficamente en una zona rural-urbana entre las coordenadas UTM 18L 582684.725 y 583478.403 de longitud este, 8545793.717 y 8545036.845 de latitud sur, al Nor-Oeste de la ciudad de Huamanga-Ayacucho con una extensión de 341,903.22 m². Con el objetivo específico de calibrar los modelos hidrológicos del software HEC-HMS correspondientes a tasas de infiltración, determinación de volúmenes de escorrentía y tránsito de hidrogramas, y posteriormente validar su aplicación a nuestra realidad, se ha seguido una serie de pasos y procedimientos. En principio sobre la base de una revisión bibliográfica se instalaron las estaciones meteorológicas como son el limnigrafo y el pluviómetro en la cuenca de estudio, a partir de la cual se obtuvieron los registros de los datos de precipitación y escorrentía durante los meses de octubre-diciembre, y fue la base de datos para el proceso de calibración y validación de los modelos numéricos del HEC-HMS. Para un mejor entendimiento y evaluación de los parámetros de los modelos hidrológicos se discretizó la cuenca Yanaccacca hasta en 03 subcuencas y se distribuyó las áreas de usos de suelos y cobertura haciendo uso de las herramientas GIS como son las ortofotos, imágenes satelitales y el software Arc Gis. Durante el proceso de calibración se obtuvieron rangos de valores de cada parámetro para 04 eventos de precipitación correspondientes a los meses de octubre - noviembre y para cada modelo hidrológico, las cuales fueron promediados y globalizados en únicos valores para el proceso de validación. En esta investigación los parámetros calibrados corresponden a los modelos de Pérdida Inicial y Tasa Constante, modelo del Número de Curva, modelo de Green y Ampt, modelo del HU de Snyder y el HU del NRCS, La validación fue realizada con 03 eventos de precipitación del mes de diciembre y con los parámetros obtenidos del proceso de calibración, cuyo ajuste de los resultados entre los hidrogramas simulados y observados con respecto a los caudales pico y volúmenes de descarga, fueron evaluados de acuerdo a la distribución probabilística cualitativa del indicador de eficiencia de Nash-Sutcliffe..

INDICE

	Pág.
TÍTULO	i
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN.....	vi
INDICE	vii
RELACIÓN DE TABLAS.....	xiii
RELACIÓN DE FIGURAS	xviii
RELACIÓN DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS	xxv

INTRODUCCIÓN

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
OBJETIVOS DE LA TESIS	5
JUSTIFICACION	6
MARCO TEORICO.....	7
HIPOTESIS.....	11
METODOLOGIA	11
ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	13

CAPITULO I

EL MODELO HEC- HMS.....	15
1.1 INTRODUCCION.	15
1.2 CALCULO DE VOLUMENES DE ESCORRENTIA CON HEC-HMS	18
1.2.1 MODELOS DE PÉRDIDA: Pérdida Inicial - Tasa Constante	18
1.2.1.1 Estimación de los Parámetros de Pérdida Inicial y Tasa Constante ...	21
1.2.2 Modelo de Pérdida del Número de Curva.....	23
1.2.2.1 Ecuación del Número de Curva	26
1.2.2.2 Estimación del Número de Curva desde Tablas.	29
1.2.2.3 Grupos de Suelo Hidrológico.....	31
1.2.2.4 Uso de Suelo y Tratamiento	32
1.2.2.5 Condición Hidrológica.	33
1.2.2.6 Condición de Humedad Antecedente.....	33
1.2.3 Modelo de pérdida de Green y Ampt.....	41
1.2.3.1 Desarrollo del Modelo.....	41

1.2.3.2	Parámetros de Green y Ampt	45
1.2.3.3	Modelo de Green y Ampt de Dos Capas.....	49
1.3	MODELACION DE ESCORRENTIA DIRECTA CON HEC-HMS	51
1.3.1	Modelo del Hidrograma Unitario de Snyder.....	51
1.3.2	Modelo de Hidrograma Unitario NRCS.	59
1.4	MODELACION DEL FLUJO EN CANALES CON HEC-HMS.....	66
1.4.1	Modelo de Onda Cinemática.....	66
1.4.1.1	Modelo de Flujo Inestable Utilizando el Método de la Onda Cinemática.....	67
1.4.1.2	Desarrollo de las Ecuaciones que Gobiernan.....	71
1.4.1.2.1	Las Ecuaciones de St. Venant	71
1.4.1.2.2	Suposiciones Generales.....	73
1.4.1.3	Discusión de los Conceptos Generales y Estructura de la Técnica del Tránsito de Avenida de la Onda Cinemática.....	75
1.4.1.4	La Forma de la Onda Cinemática de la Ecuación de Momentum es una Simple Relación de Caudal - Nivel.....	81
1.4.1.5	Desarrollo de α y m Para Varias Formas de Sección Transversal.....	84
1.4.1.5.1	Relación del Flujo Superficial.....	85
1.4.1.5.2	Relación de Transito del Colector y el Canal Principal	87
1.4.1.5.3	Determinación de α_c y m_c para los Colectores y Canales Principales.....	89
1.4.1.5.4	Sección Triangular	90
1.4.1.5.5	Sección Rectangular.....	92
1.4.1.5.6	Sección trapezoidal	93
1.4.1.5.7	Sección Circular.....	94
1.4.1.6	Solución Numérica de las Ecuaciones de la Onda cinemática.....	95
1.4.1.7	Solución de la Ecuación de la onda Cinemática por Diferencias Finitas.....	96
1.4.1.8	Forma estándar de la Ecuación de la Onda Cinemática.....	101
1.4.1.9	Forma Conservativa de la Ecuación.....	104
1.4.1.10	Exactitud de la Solución por Diferencias Finitas.....	106
1.4.2	Método de Puls Modificado	108
1.4.2.1	Tránsito de Almacenamiento	108
1.4.2.1.1	Relación de Almacenamiento y Salida	110
1.4.2.2	Tránsito de Reservorio Lineal.....	113
1.4.2.3	Desarrollo del Método de Puls Modificado	118

CAPITULO II

CALIBRACION DE MODELOS CON HEC HMS.....	121
2.1 INTRODUCCION	121
2.2 QUE ES CALIBRACION?.....	126
2.3 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO DE CALIBRACION DEL HEC-HMS.....	127

2.4	INDICES DE BONDAD DE AJUSTE.....	130
2.5	METODOS DE BUSQUEDA	135
2.6	RESTRICCIONES DE LA BUSQUEDA	136

CAPITULO III

DESCRIPCION DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA-AYACUCHO		139
3.1	INTRODUCCION	139
3.2	DESCRIPCION DE LA CUENCA	140
3.2.1	Localización	140
3.2.2	Fisiografía de la Cuenca.....	141
3.2.2.1	Geomorfología y Geología.....	141
a)	Orografía	141
b)	Geodinámica	141
3.2.2.2	Hidrología	142
3.2.2.3	Clima.....	142
a)	HumedadAtmosférica	143
b)	Vientos.....	143
3.2.2.4	Suelos	143
3.2.2.5	Uso de Suelos y Cobertura.....	144
a)	Suelos con Población Urbana	144
b)	Suelos Pobrementemente Forestados	144
c)	Suelos Regularmente Forestados	144
d)	Suelos Yermos	145
3.3	EQUIPOS DE MEDIDA UTILIZADOS.....	145
3.3.1	Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station).....	145
3.3.1.1	Ubicación	145
3.3.1.2	Descripción de la Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station)	145
a)	Estación Inalambrica Ventage Pro2 ISS	146
b)	Consola Ventage Pro2	146
c)	Software WeatherLink	147
3.3.2	Registrador del Nivel de Agua (Wáter Level Logger WL 16).....	148
3.3.2.1	Ubicación	148
3.3.2.2	Descripción del Registrador del Nivel de Agua (Wáter Level Logger WL 16)	148
a)	Data Logger del Nivel de Agua WL16	150
b)	Software de registradores de Nivel Global Water	152

c) Cable Despresurizado	152
d) Transductor de Presión Sumergible.....	153
3.3.3 Medición de Precipitación.....	153
3.3.4 Medición de Caudal	156
3.4 DISCRETIZACION EN SUBCUENCAS.....	157
3.4.1 Aplicación del SIG.....	158
3.4.2 Descripción de las Subcuencas	158
3.5 HIETOGRAMAS DE LLUVIAS Y HIDROGRAMAS DE CAUDALES REGISTRADOS	159

CAPITULO IV

DETERMINACION DE TASAS DE INFILTRACION Y VOLUMENES DE ESCORRENTIA	178
4.1 INTRODUCCION	178
4.2 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL MODELO DE PERDIDA INICIAL Y TASA CONSTANTE.....	179
4.3 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL METODO DEL NÚMERO (CN)	184
4.4 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL MODELO DE GREEN Y AMPT.....	186
4.5 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER.....	192
4.5.1 Cálculo del Hidrograma de Escorrentía Directa Mediante el HU de Snyder	194
4.6 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO NRCS.....	197
4.6.1 Cálculo del Hidrograma de Escorrentía Directa Mediante el HU del NRCS	199
4.7 CALCULO DEL TRANSITO DE HIDROGRAMAS CON EL MODELO DE LA ONDA CINEMATICA.....	201
4.8 CALCULO DE TRANSITO DE HIDROGRAMAS CON EL MODELO DE PULS MODIFICADO	205
4.9 DISCUSION DE RESULTADOS OBTENIDOS	210

CAPITULO V

CALIBRACION Y VALIDACION DEL HEC-HMS CON SUBCUENCAS....	212
5.1 INTRODUCCION	212
5.2 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA DISCRETIZADA EN TRES SUBCUENCAS	214
5.2.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder	215

5.2.2 Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y H.U. del NRCS	220
5.2.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. del NRCS	225
5.2.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU de Snyder	230
5.2.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en las Tres Subcuencas Discretizadas	235
5.3 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA DISCRETIZADA EN DOS SUBCUENCAS	236
5.3.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y H.U. de Snyder	236
5.3.2 Modelo Hidrológico de Gren y Ampt, y H.U. del NRCS	241
5.3.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. del NRCS	246
5.3.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. de Snyder	250
5.3.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en las Dos Subcuencas Discretizadas	255
5.4 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA NO DISCRETIZADA	256
5.4.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y H.U. de Snyder	257
5.5.2 Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y H.U. del NRCS	260
5.5.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. del NRCS	265
5.5.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. de Snyder	269
5.4.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en toda la cuenca no Discretizada	274
5.5 CALCULO DE LOS PROMEDIOS GLOBALES DE LOS DIFERENTES PARÁMETROS DE CALIBRACIÓN DE LOS DIVERSOS MODELOS HIDROLÓGICOS Y DE LAS DIVERSAS DISCRETIZACIONES DE LA CUENCA YANACCACCA	274
5.6 VALIDACION	275
5.6.1 Validación del Modelo Hidrológico de Pérdida inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder	280
5.6.2 Validación del Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y H.U. del NRCS	283

5.6.3 Validación del Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y H.U. del NRCS	287
5.6.4 Validación del Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y el H.U. de Snyder.....	291
5.7 DISCUSION DE RESULTADOS	295

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	312
6.1 CONCLUSIONES	312
6.2 RECOMENDACIONES.....	319
 BIBLIOGRAFIA	 321

ANEXOS

I.- PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LA CUENCA DE ESTUDIO YANACCACCA.	
II.-PLANO DE LA CUENCA DE ESTUDIO YANACCACCA A CURVAS DE NIVEL.	
III.-MAPA DE LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA.	
IV.-MAPA DE PENDIENTES DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA.	
V.-MAPA DE TIPOS DE SUELO DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA.	
VI.-MAPA DE USO DE SUELOS DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA.	
VII.-MAPAS DE DISCRETIZACIÓN DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA.	
VIII.-PLANOS DE LA CASETA LIMNIGRÁFICA KILLA.	
IX.-REPORTES TABULARES DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES -REGISTRADOS EN LA ESTACION “KILLA” PARA LA CALIBRACION Y -VALIDACION DE LOS MODELOS HIDRLOGICOS	
X.-FOTOGRAFIAS DE LAS DIVERSAS ACTIVIDADES EN EL TRABAJO DE INVESTIGACION	

RELACION DE TABLAS

Tabla 1.1 Profundidades de infiltración e interceptación.....	24
Tabla 1.2 Grupos de suelo y tasas de infiltración	25
Tabla 1.3: Parámetros mínimos y máximos.....	25
Tabla 1.4 Límites de lluvia estacional para los tres niveles de condición anterior de humedad	34
Tabla 1.5 Número de curva de escorrentía para áreas urbanas	36
Tabla 1.6 Número de curva de escorrentía para tierras agrícolas cultivadas	37
Tabla 1.7 Número de curva de escorrentía para otras tierras agrícolas	38
Tabla 1.8 Número de curva de escorrentía para pastizales áridos y semiáridos	39
Tabla 1.9 Número de curva de escorrentía correspondiente para las tres condiciones de humedad anterior AMC	40
Tabla 1.10 Parámetros de infiltración de Green y Ampt para varias clases de suelos.....	49
Tabla 1.11 Ordenadas del hidrograma unitario adimensional SCS.....	65
Tabla 1.12 Parámetros de resistencia efectiva para el flujo superficial	87
Tabla 1.13 Coeficientes de tránsito de reservorio lineal	116
Tabla 2.1 Consejos para recolectar datos para la calibración del modelo precipitación – escorrentía	128
Tabla 2.2 Consejos para recolectar datos para calibración de modelos de tránsito	129
Tabla 2.3 Funciones objetivo para calibración en el HEC-HMS	132
Tabla 2.4 Restricciones de los parámetros de calibraciones	138
Tabla 3.1 Datos del canal de sección triangular.....	160
Tabla 4.1 Precipitación observada en la estación climatológica “Killa” correspondiente a la cuenca de estudio Yanaccacca	179
Tabla 4.2 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante.....	181
Tabla 4.3 Cálculo de las abstracciones y del hidrograma de exceso de precipitación por el método de Pérdida Inicial y Tasa Constante	181
Tabla 4.4 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico del Número de Curva (CN).....	184
Tabla 4.5 Cálculo de las abstracciones y del hidrograma de exceso de precipitación por el método del Número de Curva (CN)	184
Tabla 4.6 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico de Green y Ampt.....	187
Tabla 4.7 Cálculo de las abstracciones y del hidrograma de exceso de precipitación por el método de Green y Ampt	188

Tabla 4.8 Parámetros calibrados y validados, y variables calculados para la construcción del HU de Snyder.....	193
Tabla 4.9 Valores de distribución de los anchos de los caudales antes y después de los caudales pico	193
Tabla 4.10 Valores ordenados del tiempo y caudal del HU de Snyder.....	194
Tabla 4.11 Cálculo del hidrograma de escurrimiento directa con el HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca	196
Tabla 4.12 Parámetros calibrados y validados, y variables calculados para el HU del NRCS	197
Tabla 4.13 Valores del tiempo t y caudal q del HU NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca	198
Tabla 4.14 Cálculo del hidrograma de escurrimiento directa con el HU del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca	200
Tabla 4.15 Datos de cálculo para tránsito de hidrogramas en un canal triangular mediante el modelo de Onda Cinemática.....	203
Tabla 4.16 Resultado de los cálculos para el tránsito de hidrogramas en el canal triangular mediante el modelo de Onda Cinemática	204
Tabla 4.17 Datos de canal triangular y parámetros de cálculo para el tránsito del hidrograma mediante el modelo de Puls Modificado	205
Tabla 4.18 Desarrollo de las Relaciones elevación-salida-almacenamiento-indicación de almacenamiento	206
Tabla 4.19 Resultado de los cálculos de tránsito de hidrogramas mediante el modelo de Puls Modificado	209
Tabla 5.1 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	216
Tabla 5.2 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	217
Tabla 5.3 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	218
Tabla 5.4 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	219
Tabla 5.5 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	221
Tabla 5.6 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	222
Tabla 5.7 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	223
Tabla 5.8 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	224
Tabla 5.9 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	226

Tabla 5.10 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	227
Tabla 5.11 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	228
Tabla 5.12 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	229
Tabla 5.13 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	231
Tabla 5.14 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	232
Tabla 5.15 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	233
Tabla 5.16 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	234
Tabla 5.17 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de tasa inicial y pérdida constante.....	235
Tabla 5.18 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt.....	235
Tabla 5.19 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva (CN).....	235
Tabla 5.20 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del HU NRCS	235
Tabla 5.21 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del HU de Snyder.....	235
Tabla 5.22 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	238
Tabla 5.23 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	239
Tabla 5.24 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	240
Tabla 5.25 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	241
Tabla 5.26 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009.....	242
Tabla 5.27 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009.....	243
Tabla 5.28 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009.....	244
Tabla 5.29 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009.....	245

Tabla 5.30 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	247
Tabla 5.31 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	248
Tabla 5.32 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009	249
Tabla 5.33 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	250
Tabla 5.34 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	251
Tabla 5.35 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	252
Tabla 5.36 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009	253
Tabla 5.37 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	254
Tabla 5.38 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Pérdida Constante	255
Tabla 5.39 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt	255
Tabla 5.40 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva	255
Tabla 5.41 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. NRCS.....	255
Tabla 5.42 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. de Snyder	255
Tabla 5.43 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	258
Tabla 5.44 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	259
Tabla 5.45 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009	260
Tabla 5.46 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	260
Tabla 5.47 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	262
Tabla 5.48 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	263
Tabla 5.49 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	264

Tabla 5.50 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	265
Tabla 5.51 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	266
Tabla 5.52 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	267
Tabla 5.53 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009	268
Tabla 5.54 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	269
Tabla 5.55 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009	271
Tabla 5.56 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009	272
Tabla 5.57 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009	272
Tabla 5.58 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009	273
Tabla 5.59 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Perdida Constante	274
Tabla 5.60 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt	274
Tabla 5.61 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del Número de Curva.....	274
Tabla 5.62 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del NRCS	274
Tabla 5.63 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del H.U. de Snyder	274
Tabla 5.64 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Pérdida Constante.....	275
Tabla 5.65 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt.....	275
Tabla 5.66 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva.....	275
Tabla 5.67 Valores de los Resultados Promedios Globales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del NRCS	275
Tabla 5.68 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. de Snyder.....	275
Tabla 5.69 Criterio para la evaluación cualitativa de la bondad de ajuste	278
Tabla 5.70 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados	283

Tabla 5.71 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados.....	287
Tabla 5.72 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados.....	291
Tabla 5.73 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados.....	295
Tabla 5.74 Parámetros estadísticos de evaluación en la fase de validación del modelo hidrológico de Perdida inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder.....	297
Tabla 5.75 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico modificado	298
Tabla 5.76 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico	300
Tabla 5.77 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico modificado	302
Tabla 5.78 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico	303
Tabla 5.79 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico modificado	305
Tabla 5.80 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico	308
Tabla 5.81 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico modificado	309
Tabla 6.1 Valores calibrados obtenidos mediante el HEC-HMS para los diferentes modelos hidrológicos	313
Tabla 6.2 Valores del coeficiente de Nash Sutcliffe, para la validación de los diferentes modelos hidrológicos sin considerar los errores de sesgo relativo y de valores atípicos.....	314
Tabla 6.3 Valores del coeficiente de Nash Sutcliffe, para la validación de los diferentes modelos hidrológicos considerando los errores de sesgo relativo y de valores atípicos.....	315
Tabla 6.4 Abstracciones iniciales en el proceso de calibración para el evento de precipitación del 19/10/2009.....	318

RELACION DE FIGURAS

Figura 1.1 Escorrentía directa como una función de la precipitación y el número de curva.	30
Figura 1.2 Variables del modelo de infiltración de Green y Ampt.....	41
Figura 1.3 Infiltración en una columna de suelo de área transversal	43
Figura 1.4 Relación de Brooks-Corey entre la cabeza de succión del suelo y la saturación efectiva.(Fuente: Brooks y Corey, 1964, figura 2, p. 5.)	48

Figura 1.5 Parámetros en un modelo de 2 capas de Green y Ampt	49
Figura 1.6 Hidrograma unitario de forma triangular.....	52
Figura 1.7 Hidrograma unitario estándar	55
Figura 1.8 Gráfica de la distribución de Snyder para el trazado de las ordenas del hidrograma unitario	57
Figura 1.9 Anchos del hidrograma unitario de Snyder: W_{50} y W_{75}	58
Figura 1.10 Hidrograma unitario adimensional SCS	64
Figura 1.11 Visualización de las ondas dinámicas y cinemáticas.....	69
Figura 1.12 Elementos utilizados en los cálculos de la onda cinemática.....	77
Figura 1.13 Relación entre los elementos flujos	78
Figura 1.14 Patrón típico de drenaje urbano	81
Figura 1.15 El Hidrograma de elevación – variando con k , para $F=1$ [Liggett/Woolhiser, 1967].....	84
Figura 1.16 Dos formas básicas de canales y sus variaciones usadas por el HEC para el tránsito de la onda cinemática	91
Figura 1.17 Curvas características sobre una malla fija de Δx y Δt	99
Figura 1.18 Grilla del espacio-tiempo utilizado por el método de diferencias finitas.....	102
Figura 1.19 Ingreso, salida y cambio de almacenamiento en un reservorio	110
Figura 1.20 Discretización de la ecuación de almacenamiento en el plano xy ...	114
Figura 1.21 Transito de reservorio lineal	117
Figura 2.1. Esquema del procedimiento de calibración.	128
Figura 2.2. Que tan bien se ajusta el hidrograma calculado?.....	130
Figura 2.3. Gráfico de dispersión.....	134
Figura 2.4 Gráfico residual	135
Figura 3.1 Modelado fisiográfico en 3d de la cuenca urbana Yanaccacca	142
Figura 3.2 Estación climatológica inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station).....	146
Figura 3.3 Consola Ventage Pro2.	147
Figura 3.4 Software WeatherLink.....	149
Figura 3.5 Registrador del nivel de agua (Wáter Level Logger WL 16)	151
Figura 3.6 Data Logger del nivel de agua WL16.....	152
Figura 3.7 Cubeta basculante del colector pluvial	157
Figura 4.1 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo de Pérdida Inicial y Tasa Constante	183
Figura 4.2 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo del Número de Curva (CN)	187

Figura 4.3 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo de Green y Ampt191

Figura 4.4 HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca194

Figura 4.5 Gráfica del hidrograma de escorrentía directa calculado mediante el HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca.....195

Figura 4.6 Gráfica del hidrograma unitario del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca.....198

Figura 4.7 Gráfica del hidrograma de escorrentía directa calculado mediante el HU del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca199

Figura 4.8 Gráfica del tránsito de hidrogramas en el canal triangular mediante el modelo de Onda Cinemática203

Figura 4.9 Gráfica de la función caudal de salida-almacenamiento208

Figura 4.10 Gráfica del tránsito de hidrogramas en el canal triangular, mediante el modelo de Puls Modificado210

Figura 5.1 Cuenca Yanaccacca discretizada en tres subcuencas214

Figura 5.2 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado216

Figura 5.3 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado217

Figura 5.4 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado218

Figura 5.5 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado219

Figura 5.6 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado221

Figura 5.7 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado222

Figura 5.8 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado223

Figura 5.9 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado224

Figura 5.10 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado226

Figura 5.11 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	227
Figura 5.12 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	228
Figura 5.13 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	229
Figura 5.14 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	231
Figura 5.15 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	232
Figura 5.16 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	233
Figura 5.17 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	234
Figura 5.18 Cuenca Yanaccacca discretizada en dos subcuencas.....	237
Figura 5.19 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	237
Figura 5.20 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	238
Figura 5.21 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	239
Figura 5.22 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	240
Figura 5.23 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	242
Figura 5.24 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	243
Figura 5.25 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	244

Figura 5.26 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	245
Figura 5.27 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	246
Figura 5.28 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	247
Figura 5.29 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	248
Figura 5.30 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	249
Figura 5.31 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	251
Figura 5.32 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	252
Figura 5.33 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	253
Figura 5.34 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	254
Figura 5.35 Cuenca Yanaccacca no discretizada	256
Figura 5.36 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	257
Figura 5.37 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	258
Figura 5.38 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	259
Figura 5.39 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	260
Figura 5.40 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	261

Figura 5.41 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	262
Figura 5.42 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	263
Figura 5.43 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	264
Figura 5.44 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	266
Figura 5.45 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	267
Figura 5.46 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	268
Figura 5.47 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	269
Figura 5.48 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	270
Figura 5.49 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	271
Figura 5.50 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	272
Figura 5.51 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado	273
Figura 5.52 Distribución de la probabilidad de Nash-Sutcliffe	279
Figura 5.53 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009.....	280
Figura 5.54 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 03/12/2009.....	281
Figura 5.55 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009.....	281
Figura 5.56 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 07/12/2009.....	282

Figura 5.57 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009.....	282
Figura 5.58 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 13/12/2009.....	283
Figura 5.59 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009.....	284
Figura 5.60 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 03/12/2009.....	285
Figura 5.61 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009.....	285
Figura 5.62 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 07/12/2009.....	286
Figura 5.63 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009.....	286
Figura 5.64 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 13/12/2009.....	287
Figura 5.65 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009.....	288
Figura 5.66 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 03/12/2009.....	289
Figura 5.67 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009.....	289
Figura 5.68 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 07/12/2009.....	290
Figura 5.69 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009.....	290
Figura 5.70 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 13/12/2009.....	291
Figura 5.71 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009.....	292
Figura 5.72 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 03/12/2009.....	293
Figura 5.73 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009.....	293
Figura 5.74 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 07/12/2009.....	294
Figura 5.75 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009.....	294
Figura 5.76 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 13/12/2009.....	295

Figura 5.77 Dispersión de datos calculados y observados a) dispersión de los caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales298

Figura 5.78 Dispersión de Datos Observados y Calculados Modificados a) dispersión de Caudales Pico. b) Dispersión de los Volúmenes Totales.....299

Figura 5.79 Dispersión de Datos Observados y Calculados Modificados a) dispersión de Caudales Pico. b) Dispersión de los Volúmenes Totales.....301

Figura 5.80 Dispersión de datos observados y calculados modificados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.....303

Figura 5.81 Dispersión de datos observados y calculados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.304

Figura 5.82 Dispersión de datos observados y calculados modificado a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.307

Figura 5.83 Dispersión de datos observados y calculados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.309

Figura 5.84 Dispersión de datos observados y calculados modificado a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.311

Figura 6.1 Notorio desfase de los tiempos al pico para la simulación de validación del modelo de Perdida I.- Tasa Constante, y HU de Snyder, a) lluvia 03/12/2009 b) lluvia 07/12/2009.316

RELACION DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

f_c	Tasa potencial máxima de pérdida constante de la precipitación. (mm/h)
P_t	Precipitación total durante un intervalo de tiempo (mm)
t	Tiempo (s)
Δt	Incremento de tiempo (s)
Pe_t	Precipitación efectiva durante el intervalo de tiempo (mm)
I_a	Pérdida inicial (mm)
L	Perdida por interceptación (mm)
S	Profundidad de almacenamiento por interceptación (mm)
K	Proporción de evaporación de la superficie del follaje a su proyección horizontal.
E	Tasa de evaporación (mm/h)
t	Duración de la tormenta (h)
V_s	Profundidad equivalente de almacenamiento por depresión (mm)
S_d	Capacidad de almacenamiento por depresión (mm)
e	Capacidad de almacenamiento por depresión (mm)
K	Constante de proporcionalidad inversa de la capacidad de almacenamiento por depresión

dV_s	Diferencial del volumen de almacenamiento
dPe_i	Diferencial de la precipitación efectiva
P_e	Escorrentía efectiva (mm)
P	Potencial de escorrentía (mm)
S	Retención potencial (mm)
I_a	Abstracción inicial (mm)
K	Parámetro de abstracción inicial
H_o	Profundidad de acumulación (cm)
K	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)
ψ	Cabeza de succión en el frente de mojado (cm)
θ_i	Contenido de humedad inicial
θ_r	Contenido de humedad residual
$\Delta\theta$	Pérdida de volumen de humedad
η	Porosidad del suelo
L	Profundidad de suelo mojado (cm)
F	Profundidad de agua acumulada en el suelo para una sección unitaria (cm)
q	Campo de flujo de Darcy (cm/s)
f	Tasa de infiltración (cm/s)
γ	Peso específico del líquido (gr/cm ³)
D	Diámetro del conducto poroso (cm)
ν	Viscosidad dinámica (gr*s/cm ²)
S_e	Saturación efectiva
θ	Humedad del suelo
θ_e	Porosidad efectiva
ψ_b, λ	Constantes de la ecuación de Brooks-Corey
H_1	Espesor de capa superior (cm)
K_1	Conductividad Hidráulica de la capa superior (cm/s)
ψ_1	Cabeza de succión en el frente de mojado de la capa superior (cm)
$\Delta\theta_1$	Pérdida de volumen de humedad de la capa superior
H_2	Espesor de capa inferior (cm)
K_2	Conductividad Hidráulica de la capa inferior (cm/s)
ψ_2	Cabeza de succión en el frente de mojado de la capa inferior (cm)
$\Delta\theta_2$	Pérdida de volumen de humedad de la capa inferior
L_2	Profundidad de penetración del frente húmedo en la capa inferior (cm)
t_i	Tiempo de retardo de la cuenca (h)
L	Longitud a lo largo de la corriente principal desde la salida hasta su división aguas arriba (km)

L_c	Longitud a lo largo de la corriente principal desde la salida al punto próximo al centroide de la cuenca (km)
C_t	Coefficiente considerado para la gradiente de la cuenca y asociado con el almacenamiento de la cuenca
Q_p	Flujo pico (m ³ /s)
A	Área de la cuenca (m ²)
V	Volumen debajo del hidrograma unitario triangular (m ³)
T_{bt}	Tiempo base del hidrograma unitario triangular (s)
C_p	Coefficiente al pico del HU de Snyder
S	Medida ponderada de la pendiente de la cuenca
C, N	Parámetros empíricos
t_r	Duración del hidrograma unitario (h)
t_{IR}	Es el retardo ajustado correspondiente a una duración requerida (h)
t_R	Es la duración requerida (h)
t_p	Es el tiempo al pico (h)
T_b	Tiempo base real del hidrograma unitario (incluido el interflujo) (h)
W_{50}	Ancho del hidrograma unitario al 50% del caudal pico (h)
W_{75}	Ancho del hidrograma unitario al 75% del caudal pico (h)
Y	Pendiente superficial promedia de la cuenca (m/m)
t_c	Tiempo de concentración (h)
P	Relación del volumen al pico y el volumen del hidrograma unitario triangular
α, m	Parámetros de la forma y pendiente del canal en la ecuación de la Onda Cinemática
c	Celeridad de la onda cinemática (m/s)
g	Aceleración de la gravedad (m/s ²)
D	Tirante hidráulico del canal (m).
V	Velocidad del flujo en el canal (m/s)
A	Área de la sección húmeda del canal (m ²)
F	Número de Froude
S	Pendiente del fondo del canal
y	Tirante medio (pies)
q	Caudal por acho unitario de canal (pies ³ /s/pie)
x	Distancia medida en la dirección del flujo aguas abajo (pies)
u	Componente x de la velocidad media (pies/s)
i	Intensidad de precipitación (pies ³ /s/pie ²)
f	Tasa de infiltración (pies ³ /s/pie ²)
S_0	Pendiente promedia del fondo (pies/pie)

S_f	Pendiente de la fricción definido por la ecuación de Manning
q_L	Flujo lateral total del canal por longitud unitaria de canal (pies ³ /s/pie ²)
v	Componente x de la velocidad del flujo lateral (esto se asume que es insignificante para el equilibrio total de momentum para el tránsito en canales y es por lo tanto cero)
k	Número de flujo cinemático adimensional
Q	Caudal (pies ³ /s)
R	Radio hidráulico (pies)
A	Área de la sección transversal del flujo (pies ²)
n	Rugosidad de Manning
q_0	Flujo superficial por ancho unitario (pies ² /s/pie)
S_0	Pendiente promedio del elemento de flujo superficial (pies/pie)
y_0	Profundidad media para el flujo superficial (pies)
α_0	Medio de transporte de la superficie de escorrentía en particular, pendiente y rugosidad.
α_c, m_c	Parámetros de la ecuación de onda cinemática para colectores
p_c	Perímetro mojado del colector (pies)
A_c	Área de sección trasversal del colector (pies ²)
z	Relación de pendientes del lado
R_c	Radio hidráulico del colector (pies)
Q_c	Caudal del colector (pies ³ /s)
$\partial Q/\partial x$	Derivada parcial con respecto a un desplazamiento x
$\partial Q/\partial t$	Derivada parcial con respecto al tiempo t
$\Delta Q/\Delta x$	Aproximación de diferencias finitas con respecto a x
$\Delta Q/\Delta t$	Aproximación de diferencias finitas con respecto al tiempo t
(i, j)	Índices correspondientes a las coordenada del tiempo y el espacio actual
q	Caudal de flujo lateral (pies ³ /s)
$\bar{q}$	Caudal promedio de flujo lateral (pies ³ /s)
$A_{i,j}$	Área de la sección en las coordenadas actuales del espacio y el tiempo
$Q_{i,j}$	Caudal en las coordenadas actuales del espacio y el tiempo
O	Salida del flujo (m ³ /s)
I	Ingreso del flujo (m ³ /s)
ΔS	Cambio en el volumen de almacenamiento (m ³)
S	Almacenamiento (m ³)
K	Coefficiente de almacenamiento
C_d	Coefficiente de descarga

Z	Variable representando cualquier área de sección transversal (para un conducto cerrado de salida libre) o longitud de la cresta del vertedero (para un vertedero de rebose de superficie libre)
H	Cabeza hidráulica
C_0, C_1, C_2	Coefficientes de tránsito en reservorios
T	Ancho superficial en metros
Z_m	Semisuma del valor recíproco de las pendientes transversales del canal (Z_a, Z_b)
F_p	Infiltración acumulada en el momento de encharcamiento (mm)
i_t	Intensidad de precipitación en el tiempo t igual a f_t (mm/h)
$\Delta t'$	Tiempo de encharcamiento desde el inicio del intervalo (min)
$F_{t+\Delta t}$	Infiltración acumulada en el intervalo de tiempo (mm)
F_t	Infiltración acumulada en función del tiempo (mm)
$RMSE$	Raíz del error cuadrático medio.
O_i	Valores de la muestra observada de tamaño N
P_i	Valores de la muestra calculada N
NH	Coefficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe
$\bar{O}$	Promedio de los valores observados
DS	Desviación estándar de los valores observados
SR	Sesgo relativo de la predicción del modelo
MAE	Error absoluto medio de los valores observados y calculados
HEC	hydrologic Engineering Center
HMS	Hydrologic Model system
MESH	Modélisation Environnementale Communautaire, Surface and Hydrology
SCS	Soil Conservation Service
USDA	United States Department of Agriculture
CN	Curve Number
AMC	Antecedent Moisture Conditions
NRCS	Natural Resources Conservation Service
FDM	Finite Difference Method
SIG	Sistema de Información Geográfica

INTRODUCCION

El modelamiento de precipitación – escorrentía es un tópico muy importante de la investigación que puede ser utilizado para el manejo y control de los recursos hídricos.

Hoy en día el modelamiento se ha convertido en una práctica común en cada campo del trabajo y el modelamiento de la escorrentía no es una excepción [Donigian et. al., 1995]. La principal razón detrás del uso del modelamiento en general es la limitación de las técnicas utilizadas en la medición y observación de varios de los componentes del sistema hidrológico [Beven, 2001]. Por otro lado utilizando los modelos hidrológicos incrementaremos nuestro entendimiento y explicación del fenómeno natural y su interacción dinámica con los sistemas de su alrededor (clima, sistemas hidrológicos, edafología, suelos) [Chiew and MacMahon, 1994; et. al., 1997; Karvonen et. al., 1999]. Otro uso del modelamiento es de predecir como el sistema respondería a futuras condiciones alternativas y de acciones “[Donigian et. al., 1995]. Linsley [1982] resume el propósito para el cual el modelo hidrológico puede ser empleado. En general ellos pueden ser utilizados para estudios de investigación científica, para prevención y

predicción de corrientes de flujo, para la ingeniería y aplicaciones estadísticas (extensión de registros, relleno de datos, revisión de datos, etc.).

La relación de la precipitación - escorrentía ha sido uno de los temas centrales de la investigación hidrológica por muchos años [Shan et. al., 1996]. La dinámica de este complejo proceso constituye uno de los problemas más importantes y desafiantes en la hidrología [Olsson and Jinno, 2001, Schertzer et. al., 2002;]. La respuesta de sistemas hidrológicos pueden ser predichas por la simulación de los modelos [Refsgaard, et. al., 1982].

En hidrología un modelo es en la mayoría de los casos una representación matemática de una cuenca, un sistema de drenaje, una serie de datos, etc. También el modelo relaciona algo desconocido (la salida) con algo conocido (el ingreso). Los modelos hidrológicos en general representa el ciclo hidrológico o uno o varios de sus componentes (la escorrentía, evapotranspiración, infiltración, interceptación...etc.) [Thiemann et. al., 2001]. En el modelamiento de la escorrentía, el ingreso conocido es la precipitación y el resultado desconocido son las características de la escorrentía (la descarga pico, el volumen de descarga, el tiempo al pico, etc.) y la cuenca es el sistema que está siendo modelado. En algunas aplicaciones la salida puede ser presentada como el registro histórico de flujo o niveles.

El análisis detallado de hidrogramas de avenidas tiene especial importancia en la mitigación de inundaciones, prevención de avenidas, y/o estableciendo los caudales de las estructuras de transporte de crecidas

[Linsley et. al., 1982], el modelamiento de la precipitación – escorrentía cubre un amplio rango de aplicaciones en la práctica. Este se puede dividir en dos grupos principales, estos son: en el estudio de avenidas y en estudios de captación o almacenamiento de recursos hídricos.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las precipitaciones que suceden en todas partes del mundo, y en particular en las regiones del Perú ocasionan escorrentías superficiales, las mismas que en las ciudades urbanizadas ocasionan estragos por las inundaciones y el encharcamiento de sus calles. La ciudad urbana de Ayacucho no está exenta a esta problemática, con las precipitaciones estacionales el sistema de drenaje urbano colapsa, las calles son tomadas por la escorrentía superficial convirtiéndose en canales de evacuación pluvial, una vez cesado la lluvia y la escorrentía superficial, la polución ambiental por el acarreo de basuras orgánicas e inorgánicas son el foco contaminante de la ciudad y la población entera, finalmente la impermeabilización de las calles mediante las obras de pavimentado por parte de los municipios locales sin considerar las estructuras de drenaje pluvial coadyuvan aún más al aumento de la escorrentía y por ende a una mayor zozobra y malestar en la población, en ocasiones con cuantiosos daños materiales y hasta pérdidas de vidas humanas invaluable. Todos estos hechos mencionados son debidos a un inadecuado diseño del sistema de drenaje pluvial urbano y al poco entendimiento del proceso de precipitación – escorrentía respecto a los parámetros de los modelos hidrológicos y en consecuencia de las variables

hidráulicas que orientan el diseño de las estructuras de drenaje pluvial. Por lo tanto existe la necesidad de encontrar los parámetros más adecuados de los diferentes modelos numéricos hidrológicos (modelo de Perdida Inicial y Tasa Constante, modelo de Green y Ampt, modelo del Numero de Curva para la obtención de las tasas de infiltración, los modelos del HU de Snyder y el HU de NRCS para el cálculo de los volúmenes de escorrentía, los modelos de Onda Cinemática y de Puls Modificado para el tránsito de Hidrogramas en canales) mediante el proceso de la calibración y validación haciendo uso del programa HEC-HMS para su posterior aplicación a nuestra realidad. Para tal efecto se ha considerado los siguientes aspectos:

- Tomar muestras de precipitación (pluviómetro) y caudal (limnigrafo) en un punto de aforo en el canal de evacuación pluvial de la cuenca Yanaccacca.
- Obtener los hietogramas de lluvia total obtenidos de un pluviómetro.
- Obtener los hidrogramas en el punto de aforo definido en el canal de evacuación pluvial Yanaccacca.
- Crear subcuencas hasta el punto de aforo a partir de las cuales pueda determinarse las tasas de infiltración mediante los modelos numéricos existentes en el programa HEC-HMS.
- Obtener los hietogramas de exceso de precipitación, hidrogramas unitarios y tránsito de hidrogramas de caudal hasta el punto de aforo, para realizar la calibración mediante el HEC-HMS.

- Validar los modelos hidrológicos para la cuenca urbana de Ayacucho y su utilización en el diseño del sistema de drenaje pluvial.

OBJETIVOS DE LA TESIS

Considerando la necesidad de concebir un adecuado uso de los modelos numéricos hidrológicos con el programa HEC-HMS se ha considerado los siguientes objetivos.

Objetivos generales

- Calibrar los modelos numéricos hidrológicos del programa HEC-HMS, correspondientes a tasas de infiltración, determinación de volúmenes de escorrentía y tránsito de hidrogramas, para finalmente validar su aplicación a nuestra realidad.

Objetivos específicos

- Instalar un pluviografo en la margen del canal de evacuación pluvial Yanaccacca que permita registrar datos reales de lluvia.
- Instalar un limnigrafo en el canal de evacuación pluvial Yanaccacca que permita registrar los niveles de agua versus tiempo.
- Utilizar el sistema de información geográfica (SIG) para la distribución espacial de las áreas de usos de suelo y cobertura y determinar las tasas de infiltración.
- Discretizar la cuenca urbana en subcuencas de drenaje que permitan un mejor entendimiento de la transformación de precipitación-esorrentia.

- Calibrar los parámetros de los diferentes modelos numéricos del HEC-HMS y validarlos para posteriores aplicaciones práctica.

JUSTIFICACION

La ciudad urbana de Ayacucho al igual que otras ciudades del país, por su ubicación geográfica en la serranía del Perú, están expuestas a precipitaciones estacionales durante todo el año intensificándose los meses de Noviembre-Marzo. Las precipitaciones en estos meses del año generan escorrentías superficiales de elevados niveles de flujo que hacen colapsar el sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Ayacucho desbordando las “cunetas” de las calles y avenidas de la ciudad para formar el encharcamiento en las calles a manera de pequeños riachuelos intransitable para el público peatonal en general (niños, jóvenes, ancianos etc.) incluso para pequeños vehículos motorizados (mototaxis) y en algunos casos ocasionando daños materiales y pérdidas de vidas humanas invaluable como el ocurrido con la avenida del día 16/12/2009.

El uso de los modelos numéricos hidrológicos para la obtención de las tasas de infiltración, volúmenes de escorrentía y tránsito de hidrogramas de avenida, es muy frecuente en el campo de la ingeniería civil, por lo que para su aplicación es necesario conocer el comportamiento dinámico del sistema hidrológico y la relación componentes-variables-parámetros mediante el proceso de calibración de los modelos hidrológicos, que finalmente nos conlleve al éxito del uso aplicativo de los modelos numéricos hidrológicos modelados, mediante el logro de un modelo adecuado y calibrado para el

área de estudio que redunde consecuentemente en un diseño adecuado y óptimo de un sistema de drenaje pluvial en beneficio de una mejor calidad de vida de la población urbanay de Ayacucho.

MARCO TEORICO

ANTECEDENTES

KATHERINE D. KELLEHER (U.S. WASHINGTON - 2006)

“Streamflow Calibration of Two Sub-Basins in the Lake Whatcom Watershed, Washington Using a Distributed Hydrology Model”. El lago Whatcom proporciona agua para beber a la ciudad de Bellingham y parte del condado de Whatcom. Por lo que cuantificar el ingreso de agua al lago es importante, para establecer la contribución del agua subterránea y del agua superficial, el balance hídrico muestra que el 74% del ingreso total al lago es por escorrentía superficial, de esta manera la escorrentía proporciona la mayoría del agua y los nutrientes al lago. El objetivo de la investigación fue calibrar el modelo DHSVM para las sub cuencas del rio Smith y Austin de la cuenca del lago whatcom, debido a la incapacidad de calibrar el modelo para toda la cuenca a partir de un grupo de datos de una sub cuenca. Por otro lado se estudió la capacidad del modelo hidrológico distribuido de suelo-vegetación (DHSVM) para simular el proceso hidrológico en dos sub-cuencas de la cuenca del lago Whatcom.

El DHSVM es un modelo con base física que simula el balance hídrico y de energía a una escala de un modelo de elevación digital en la

cual la cuenca está caracterizada por su límite, textura de suelo, espesor del suelo, la vegetación y la red de corrientes de flujo. Los datos meteorológicos necesarios para el modelo son series de tiempo de la temperatura del aire, humedad, velocidad del viento, la llegada de la radiación de onda corta, onda larga y la precipitación. Mediante este modelo se ha calibrado y validado el agua de los años 2002-2003 utilizando registros de flujo de los ríos Austin y Smith dentro de la cuenca del lago Whatcom. Por otro lado se hizo el análisis de sensibilidad con el modelo para determinar su sensibilidad a los parámetros alterando los datos de suelo, tipo de vegetación y ingresos de precipitaciones.

Los errores de calibración para el balance hídrico del año 2002 fueron de 1% para el río Austin y -3% para el río Smith así como los errores de validación fueron de -5% y 3% para los ríos Austin y Smith.

Se encontró en el análisis de sensibilidad del suelo en el río Smith, que hubo grandes errores en el balance de masa lo que significa que el modelo sobre estima el almacenamiento o la salida de la escorrentía. En cambio en el análisis de sensibilidad de la influencia de la vegetación resulta casi insignificante en los volúmenes de descarga.

El incremento de más mediciones de datos de precipitación incrementa los picos del río Austin y no así en el río Smith debido a la lejanía de la estación de medición de la precipitación.

Para mejores resultados del modelamiento de cuencas con este modelo (DHSVM) se debe modelar individualmente las sub cuencas en

lugar de modelar la cuenca integra debido a la heterogeneidad de las sub cuencas ya que este último dificulta el modelamiento de toda la cuenca.

ANGELA JEAN MACLEAN (CANADA, ONTARIO – 2009)

“Calibration and Analysis of the MESH Hydrological Model Applied to Cold Region” el cambio climático a traído el interés en el conocimiento de la hidrología en las regiones frías por lo que este trabajo como parte de la red de investigadores de la red IP3 tuvo como objetivo evaluar y demostrar el mejoramiento de las predicciones en los campos hidrológicos y atmosféricos en las regiones frías. De esta manera la tesis involucra una serie de experimentos de calibración y validación con el modelo hidrológico MESH (utilizados para la predicción por el IP3) con dos casos de estudios de regiones frías. Las cuencas de estudio son Reynolds Creek en Idaho de los USA., y la cuenca Wolf Creek en el territorio de Yukon. Ambas cuencas han sido calibradas y validadas cuidadosamente para evaluar la ejecución del modelo. En la cuenca de Reynolds Creek se calibro teniendo el problema con un solo objetivo así como múltiples objetivos utilizando datos del equivalente de agua de nieve y datos de corrientes de flujo de diferentes lugares de la cuenca, obteniéndose resultados muy buenos en la calibración así como en su validación. La simulación hidrológica de la cuenca Wolf Creek fue regular, pero un mayor análisis detallado del modelo podría producir mejores resultado.

La calibración con las corrientes de flujo han generado un grupo de parámetros diferentes a los obtenidos mediante la calibración con el

equivalente agua de nieve o con la calibración de ambas variables simultáneamente en un marco de análisis multi-objetivo. Por lo que el promedio ponderado de la aproximación multi-objetivo de la calibración simultánea con las corrientes de flujo y el equivalente agua de nieve sería efectivo, así este produce una solución razonable que mejora los resultados de la calibración con el equivalente agua de nieve de un solo objetivo sin desmedro de los resultados de la calibración con las corrientes de flujo.

BASE TEORICA

El diseño del drenaje pluvial muchas veces no cumple con su cometido debido al estudio hidrológico limitado que se realiza, el estudio de la modelización de los modelos numéricos hidrológicos de precipitación – escorrentía y su calibración tiene escasa bibliografía. El conocimiento de los caudales pico, volúmenes de descarga, etc., mediante el uso adecuado de los diversos modelos numéricos hidrológicos es importante, pero aún más importante es el conocimiento de los parámetros que dirigen el comportamiento de aquellas variables de diseño y que son inconmensurables físicamente.

Existen valores de parámetros hidrológicos teóricos para cada modelo hidrológico de naturaleza determinística, conceptual y empírica pero por la naturaleza de la complejidad de los procesos de los fenómenos naturales de un sistema hidrológico se limita a una proyección genérica absoluta.

La revisión de la literatura se realizó considerando la metodología aplicada antes de iniciar la investigación, y para facilitar el desarrollo del

tema, se describe en forma detallada en los capítulos I y II las teorías conceptos y los procedimientos que orientan el trabajo de la investigación.

HIPOTESIS

La validación de modelos calibrados del HEC-HMS es significativa considerando los caudales pico y volúmenes de descarga de las respuestas obtenidas por el limnigrafo en el punto de aforo para la síntesis del logro de los modelos y parámetros adecuados para la cuenca urbana Yanaccacca.

METODOLOGIA

- El presente trabajo de investigación está basado básicamente en las observaciones de los registros de datos de precipitación y de escorrentía, del estudio de parámetros cuantificables del modelo hidrológico distribuido y del uso de la estadística en el análisis de las variables de hipótesis los cuales muestran en este trabajo el uso de una metodología cuantitativa.
- A partir de los equipos de medición (Pluviómetro y limnigrafo) instalados en la cuenca de estudio Yanaccacca se obtuvieron 30 registros de precipitación y 17 eventos de escorrentía correspondientes a los meses de octubre – diciembre, de las cuales se tomaron 04 eventos de precipitación y 04 registros de niveles de agua correspondientes a los meses de octubre-noviembre para el proceso de la calibración, así mismo 03 lluvias y 03 respuestas de escorrentía correspondientes al mes de diciembre para la validación de los diferentes modelos numéricos

hidrológicos como son: para las infiltraciones, el modelo de Perdida Inicial y Tasa Constante, Numero de Curva, Green y Ampt; modelos para el cálculo de los volúmenes de escorrentía: Hidrograma Unitario de Snyder, y Hidrograma del SCS mediante el software HEC-HMS.

- Para el modelamiento distribuido de la cuenca se utilizó el sistema de información geográfica GIS para determinar las características propias del área de estudio, referidos a su topografía, pendiente, tipos de suelo y distribución espacial de las áreas de usos de suelos, que conjuntamente con una adecuada discretización de la cuenca de hasta tres subcuencas naturales, limitadas por el sentido de los cursos de corrientes de flujo superficial sirvieron como medios para el logro de la obtención de parámetros adecuados mediante el proceso de la calibración con el HEC-HMS.
- El proceso de validación como una técnica de comprobación de ajuste de las respuestas del sistema hidrológico con respecto a las variables de análisis de los caudales pico y volúmenes de descarga para los diferentes modelos numérico del HEC-HMS fueron analizados mediante el parámetro estadístico de evaluación de ajuste de Nash-Sutcliffe considerando los errores de sesgo relativo y de valores atípicos.
- El tipo de investigación es exploratorio descriptivo ya que se busca especificar las propiedades (parámetros) importantes de un fenómeno (precipitación – escorrentía) sometido a análisis (Dankhe, 1986). En

consecuencia se mide y se evalúa diversos aspectos del fenómeno a investigar.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Luego de conocerse la problemática y plantearse el problema, el trabajo de investigación en el propósito de alcanzar los objetivos generales a partir de los objetivos específicos concretos planteados se organiza de la siguiente manera.

Inicialmente se ha desarrollado los conceptos y teorías de los métodos numéricos hidrológicos que son utilizados para el cálculo de las tasas de infiltración, volúmenes de escorrentía y tránsito de hidrogramas de avenida así como también conceptos de calibración, etapas y procedimientos implícitos de calibración en la ejecución del programa HEC-HMS para su mejor entendimiento.

Seguidamente se ha considerado los hechos concretos como los trabajos en campo para la descripción de la cuenca y su caracterización fisiográfica, hidrológica, uso y cobertura del suelo etc. Como también la construcción y ubicación de la estación climatológica (pluviómetro) y la estación limnigráfica (water level logger) en el área de estudio y el registro de los datos de precipitación y escorrentía superficial obtenidos durante los meses octubre-diciembre del 2009.

Así mismo se ha considerado aplicaciones prácticas de resolución de los modelos numéricos hidrológicos a partir de los datos calibrados para los

cálculos de las tasas de infiltración, volúmenes de escorrentía, y tránsito de hidrogramas.

Se ha concluido finalmente con la ejecución del proceso de calibración haciendo uso de los modelos numéricos incluidos en el programa HEC-HMS y los registros de los hidrogramas observados para determinar los parámetros óptimos de ajuste de los modelos calculados y validarlos posteriormente para su uso práctico local.

CAPITULO I

EL MODELO HEC- HMS

1.1 INTRODUCCION

El HEC-HMS, subtítulo paquete de hidrogramas de avenidas, está diseñado para ser utilizado en eventos de avenidas en cuencas pequeñas y cuencas grandes (cuencas fluviales). La cuenca fluvial es representada como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente modela un aspecto del proceso de precipitación-escorrentía dentro de una porción de la cuenca llamado subcuenca. Un componente puede ser una entidad de escorrentía superficial, un canal de arroyo o un reservorio. Su descripción requiere el conocimiento de un conjunto de parámetros y relaciones matemáticas que describen los procesos físicos. El resultado del modelado es el cálculo de hidrogramas de corrientes de flujo en ubicaciones deseadas dentro de la cuenca fluvial.

Una cuenca fluvial es representada como un conjunto interconectado de subcuencas. Dentro de cada subcuenca, los procesos hidrológicos son representados por valores promedios de parámetros. Pues en subcuencas poco homogéneas hidrológicamente, la subdivisión podría ser necesario

para garantizar que los valores promedios de los parámetros sean representativos de cada entidad de la subcuenca. En el HEC, el tránsito en canales es realizado por métodos hidrológicos, por consiguiente el modelo no considera los efectos dinámicos que están presentes en los ríos de pendiente suave. El tránsito de reservorio está basado en la técnica de puls modificado, la cual no puede ser aplicada en casos donde los reservorios son operados con salida de flujo controlado.

Utilizando los mapas topográficos y otras informaciones geográficas una cuenca es configurada en un sistema interconectado de componentes de la red de corrientes de flujo. Un diagrama esquemático de la cuenca es desarrollado por los siguientes pasos:

1. Los límites de la cuenca bajo estudio son definidos con la ayuda de mapas topográficos. Para cuencas urbanas, los mapas de drenaje municipal pueden ser también necesarios.
2. Las cuencas se subdividen en un número de subcuencas en orden para configurar la red de corrientes de flujo. En la realización de la subdivisión los siguientes son tomados en consideración (1) la finalidad del estudio y (2) la variabilidad espacial de la precipitación y las características de la respuesta de esorrentía. El propósito del estudio sirve para definir las áreas de interés y, por consiguiente la ubicación del límite de la subcuenca. La variabilidad espacial nos ayuda en la selección del número de subcuencas. Cada subcuenca pretende representar un área de la cuenca, la cual en promedio, tiene

- Las mismas propiedades hidrológicas. Generalmente la suposición de precipitación uniforme e infiltración sobre una subcuenca se vuelve menos exacta cuanto más el tamaño de la subcuenca se incrementa.
3. Cada subcuenca es representado por un conjunto de componentes del modelo. Los siguientes componentes están disponibles (a) escorrentía de la subcuenca, (b) transito de ríos, (c) reservorios, (d) desvíos y (e) bombeo.
 4. Las subcuencas y sus componentes están vinculados juntos para representar la conectividad o topología de la cuenca. El HEC tiene varios métodos de combinarse o de vincular la salida del flujo de los diversos componentes.

El componente de escorrentía de la subcuenca es utilizado para representar el flujo sobre la superficie de tierra y en canales de corrientes de flujo. El ingreso para este componente es un hietograma de precipitación. La precipitación efectiva es calculada por abstracción de la infiltración y almacenamiento superficial utilizando una función de infiltración. Dentro de cada subcuenca, las tasas de infiltración y precipitación son asumidas ser uniformemente distribuidos en el espacio.

El hidrograma de salida en la desembocadura de la cuenca es generalmente utilizando un hidrograma unitario de convolución o el tránsito de la onda cinemática. El hidrograma obtenido por convolución es agrupado en la desembocadura de la subcuenca, la escorrentía superficial es calculada por el tránsito de la onda cinemática, distribuido a lo largo del canal como

flujo de ingreso lateral. El flujo base es calculado por un método empírico y adicionado al hidrograma de escorrentía superficial para obtener el caudal en la desembocadura del caudal.

El componente de tránsito de ríos es utilizado para representar el movimiento de la onda de avenidas en un canal. El ingreso para este componente es un hidrograma aguas arriba resultado de la contribución individual o combinada de escorrentía de las subcuencas, transitando los ríos o las desviaciones. Este hidrograma aguas arriba es transitado a través del canal principal utilizando uno o varios métodos disponibles de tránsito hidrológico, como el método de la onda cinemática o puls modificado.

El componente del reservorio es utilizado para representar las características de almacenamiento-salida de flujo de un reservorio, lago, estanque de retención, conductos en carreteras, etc. El componente del reservorio opera recibiendo ingresos de flujo aguas arriba y los transita a través de un reservorio utilizando métodos de tránsito hidrológico, como el método de puls modificado para lo cual la salida del flujo solamente es una función del almacenamiento. Los componentes de desvío así como de bombeo forman también parte del HEC-HMS, pero no son materia de estudio del capítulo.

1.2 CALCULO DE VOLUMENES DE ESCORRENTIA CON HEC-HMS

1.2.1 MODELOS DE PÉRDIDA: Pérdida Inicial - Tasa Constante

Este modelo consiste en una pérdida inicial en unidades de profundidad (mm) y una pérdida de tasa constante en unidades de

profundidad / hora (mm/hr). Toda la lluvia se infiltra hasta llegar a que el volumen de pérdida inicial sea satisfecho, después de que la pérdida inicial esté satisfecha, la lluvia se sigue infiltrando en una proporción constante.

El concepto del modelo de pérdida inicial y tasa constante considera que la tasa potencial máxima de pérdida de la precipitación, f_c , es constante a lo largo de un evento. Así, si P_t es la precipitación total durante un intervalo de tiempo t al $t + \Delta t$, la precipitación efectiva, Pe_t durante el intervalo esta dado por:

$$Pe_t = \begin{cases} P_t - f_c & \text{si } P_t > f_c \\ 0 & \text{otros casos} \end{cases} \quad (1.1)$$

La pérdida inicial, I_a se agrega al modelo para representar el almacenamiento de interceptación y de depresión. El almacenamiento de interceptación es el proceso por el cual la precipitación es abstraída por la vegetación u otras formas de cubierta superficial, siendo la pérdida por interceptación la fracción de la precipitación que es retenida por la cubierta vegetal u otra superficie y absorbidos por estos, o eventualmente retornados a la atmosfera a través de la evaporación. Las pérdidas por interceptación son una función de (1) carácter de la tormenta, incluyendo la intensidad, profundidad y duración. (2) tipo, extensión y densidad de cubierta vegetal, y (3) tiempo del año (estación). El almacenamiento de depresión es el proceso por el cual la precipitación es abstraída por retenerse en charcos, zanjas y otras depresiones artificiales o naturales en la superficie de la tierra.

El agua contenida en las depresiones se evapora o eventualmente contribuyen a la humedad del suelo por infiltración. La variabilidad espacial de almacenamiento en las depresiones superficiales evita su cálculo preciso.

Intuitivamente el moderado relieve de la cuenca, realiza el mayor almacenamiento de depresión. Registros de datos de campo por Viessman [71] muestra concluyentemente que el almacenamiento por depresión esta inversamente relacionado con la pendiente de la cuenca. Usualmente una profundidad equivalente del almacenamiento por depresión puede ser estimada basada en experiencias. Por ejemplo, Hicks [20] ha usado profundidades de almacenamiento por depresión de 5, 3.75, y 2.5 mm para arena, marga y arcilla respectivamente, Tholin y Keifer [66] han utilizado valores de 6.25 mm en áreas urbanas permeables y 1.5 mm para áreas pavimentadas. Donde las estimaciones precisas sean difíciles, el almacenamiento por depresión puede ser tomado junto con otras abstracciones hidrológicas más tratables tales como la interceptación o la infiltración. Esta pérdida ocurre antes del escurrimiento.

Hasta que la precipitación acumulada sobre el área permeable exceda el volumen de pérdida inicial, ningún escurrimiento ocurre. Así, el exceso esta dado por:

$$Pe_t = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{si } \sum p_i < I_a \\ p_t - f_c & \text{si } \sum p_i > I_a \text{ y } p_t > f_c \\ 0 & \text{si } \sum p_i > I_a \text{ y } p_t < f_c \end{array} \right\} \quad (1.2)$$

1.2.1.1 Estimación de los Parámetros de Pérdida Inicial y Tasa Constante

El modelo de pérdida inicial y tasa constante, incluye un parámetro (la tasa constante) y una condición inicial (la pérdida inicial). Respectivamente, éstos representan las propiedades físicas del suelo de la cuenca, el uso de la tierra y condiciones antecedentes.

- La pérdida constante se puede interpretar como la última capacidad de infiltración del suelo.
- La pérdida inicial se puede entender como aquellas pérdidas que se dan antes de alcanzar la máxima capacidad de infiltración de los suelos.

Si la cuenca está en una condición saturada, I_a se aproximará a cero.

Si la cuenca está seca, entonces I_a aumentará para representar la profundidad de la precipitación máxima que puede caer en la cuenca sin producirse escurrimiento; esto dependerá del terreno, el uso de la tierra, tipos de suelos, y tratamiento de la tierra. Estos datos se muestran en la tabla 1.1, el cual sugiere que del 10-20% de la lluvia total va para las áreas forestadas, y del 2.54 - 5.08 mm para las áreas urbanas.

La pérdida por interceptación comprende dos distintos elementos. El primero es el almacenamiento por interceptación, referido a la profundidad (o volumen) retenido en el follaje contra las fuerzas del viento y la gravedad. El segundo es la pérdida por evaporación desde la superficie de las hojas de las plantas, el cual toma lugar durante la duración de la

tormenta. La combinación de estos dos procesos conduce a la siguiente fórmula para la estimación de la pérdida por interceptación.

$$L = S + KEt \quad (1.3)$$

En el cual:

L = Pérdida por interceptación.

S = Profundidad de almacenamiento por interceptación en milímetros usualmente varía desde 0.25 a 1.25 mm.

K = Proporción de evaporación de la superficie del follaje a su proyección horizontal.

E = Tasa de evaporación en milímetros por hora.

t = Duración de la tormenta en horas.

Por otra parte el almacenamiento por depresión varía en el tiempo y, consecuentemente con la duración de la tormenta. Al comienzo de una tormenta, el almacenamiento por depresión usualmente juega un rol activo en la abstracción de la precipitación equivalente. Con el transcurrir del tiempo el volumen de almacenamiento por depresión es rellenado, con algún adicional de agua yendo a constituir la escorrentía. Esto ha conducido al siguiente modelo conceptual de almacenamiento por depresión:

$$V_s = S_d(1 - e^{-KPe_t}) \quad (1.4)$$

En el cual V_s = Profundidad equivalente de almacenamiento por depresión en milímetros.

Pe_i = Exceso de precipitación, definido como el total de profundidad de precipitación menos la pérdida por interceptación menos el total de profundidad por infiltración.

S_d = Capacidad de almacenamiento por depresión en milímetros.

K = Una constante.

Linsley et al. [38] ha sugerido que valores de S_d para la mayoría de cuencas están en el rango de 10-50 mm. El valor de la constante K es estimado asumiendo que para valores pequeños de exceso de precipitación (Pe_i cercano a 0) esencialmente toda la precipitación va hacia el almacenamiento por depresión ($dV_s/dPe_i = 1$). Esto conduce a $K = 1/S_d$.

La pérdida de tasa constante puede verse como la capacidad de infiltración última del los suelos. El SCS (1986) clasificó los suelos en base a su capacidad de la infiltración, y Skaggs y Khaleel (1982) ha publicado estimaciones de tasas de infiltración para estos suelos, como se muestra en la tabla 1.2. Éstos se pueden usar en ausencia de mejor información.

Debido a que los parámetro del modelo no son parámetros mensurables, este y la condición inicial son mejor determinados mediante la calibración. Se presenta a continuación los límites mínimos y máximos de estos parámetros en la tabla 1.3

1.2.2 Modelo de Pérdida del Número de Curva

El método del número de curva de escorrentía es un procedimiento para la abstracción hidrológica desarrollado por USDA Soil Conservation Service [21]. En este método, la profundidad de escorrentía (es decir, la

profundidad efectiva de precipitación) es una función de la profundidad de la lluvia total y un parámetro de abstracción llamado número de curva de escorrentía, número de curva, o CN, El número de curva varía en el rango de 1-100 siendo una función de lo siguiente, producción de escorrentía y

Tabla 1.1 Profundidades de infiltración e interceptación

PÉRDIDA POR SUPERFICIE		
PÉRDIDA POR INTERCEPTACIÓN		
Áreas Agrícolas		
Cosecha	Altura m	Interceptación mm
Maíz	1.83	0.76
Algodón	1.22	8.38
Tabaco	1.22	1.78
Granos Pequeños	0.91	4.06
Césped del Prado, Gras	0.30	2.03
Alfalfa	0.30	2.79
(De Linsley, Kohler y Paulhus 1975)		
Áreas Forestadas: (De Viessman et al. 1977)		
10-20% de lluvia total, máximo 12.7mm.		
Almacenamiento por Retención (De Horton 1935)		
Áreas Agrícolas	12.7-38.1 mm	
(Dependiendo del Tiempo de Cultivo)		
Bosques/Prados	12.7-38.1mm	
Pérdida Superficial Total		
Áreas Urbanas		
Áreas Abiertas	2.54-12mm	
Áreas Impermeables	2.54-5.08mm	

Fuente: (SCS, 1986; Skaggs and Khaleel, 1982)

Tabla 1.2 Grupos de suelo y tasas de infiltración

Grupos de Suelos	Descripción	Rango de Tasas de Pérdida
		mm/hr
A	Arena profunda, limo profundo, depósitos de agregados	7.62-1.43
B	Limo poco profundo, marga arenosa	3.81-7.62
C	Margas de arcilla, marga baja arenosa, suelos de bajo contenido orgánico y suelos por lo general altos en arcilla	1.27-3.81
D	Los suelos que se hinchan considerablemente cuando se mojan, arcillas pesadas plásticas, y ciertos suelos salinos	0.00-1.27

Fuente: (SCS, 1986; Skaggs and Khaleel, 1982)

Tabla 1.3: Parámetros mínimos y máximos

Modelo	Parámetro		Mínimo	Máximo
Pérdida Inicial y	Pérdida Inicial	I_a	0 mm	500 mm
Tasa Constante	Pérdida Constante	f_c	0 mm/hr	300mm/hr

Fuente: (Hydrologyc Model System HEC-HMS, 2000)

propiedades de la cuenca: (1) tipo de suelo hidrológico, (2) uso de la tierra y tratamiento, (3) condición superficial del suelo, y (4) condición de humedad antecedente.

El método del número de curva de escorrentía fue desarrollado basado en datos de 24 hrs de precipitación-escorrentía. Se limita al cálculo de la profundidad de escorrentía y no toma en cuenta explícitamente la variación temporal de la intensidad de precipitación. La distribución temporal de la precipitación esta introducido en una etapa posterior, durante la generación del hidrograma de escorrentía, por medio de la convolución del hidrograma unitario

1.2.2.1 Ecuación del Número de Curva

En el método del número de curva, la escorrentía efectiva es llamado P_e y el potencial de escorrentía (total de precipitación) es representado por P , con $P \geq P_e$, la retención efectiva es $P - P_e$, el potencial de retención es (o retención máxima potencial) es S , con $S \geq P - P_e$.

El método está basado en una asunción de proporcionalidad entre la retención y la escorrentía:

$$\frac{P - P_e}{S} = \frac{P_e}{P} \quad (1.5)$$

el cual formula que la razón de retención efectiva a la retención potencial es igual a la razón de la escorrentía efectiva a la escorrentía potencial. Esta asunción subraya el concepto básico del método del número de curva.

Por aplicaciones prácticas la ecuación 1.5 se mejora reduciendo la escorrentía potencial con una cantidad igual a la abstracción inicial. La abstracción inicial consiste principalmente en la interceptación, infiltración, y almacenamiento superficial, todo lo cual ocurre antes del inicio de la escorrentía.

$$\frac{P - I_a - P_e}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (1.6)$$

en la cual I_a = abstracción inicial.

Resolviendo para P_e de la ecuación 1.6:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (1.7)$$

el cual está sujeto físicamente a la restricción tal que $P \geq I_a$ (es decir la escorrentía potencial menos la abstracción inicial no puede ser negativo).

Para simplificar la ecuación 1.7, la abstracción inicial se relaciona con la retención máxima potencial como sigue:

$$I_a = 0.2S \quad (1.8)$$

Esta relación fue obtenida basada en datos de precipitación-escorrentía de pequeñas cuencas experimentales. El 'coeficiente 0.2 ha sido sujeto de amplias investigaciones. Por ejemplo Springer et al. [18] evaluó pequeñas cuencas húmedas y semiáridas y encontró que el coeficiente en la ecuación 1.8 varía en el rango de 0.0-0.26. Sin embargo, 0.2 es el coeficiente de abstracción inicial estándar recomendado por el SCS [21]. Para aplicaciones en la investigación y particularmente cuando se garantiza con datos de campo, es posible considerar el coeficiente de abstracción inicial como un parámetro adicional en el método del número de curva. En general:

$$I_a = KS \quad (1.9)$$

en la cual K = parámetro de abstracción inicial.

Con la ecuación 1.8, la ecuación 1.7 se reduce a:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (1.10)$$

el cual está sujeto a la restricción tal que $P \geq 0.2S$.

Ya que la retención máxima potencial varía ampliamente, es más apropiado expresarlo en términos de un número de curva, variando un número entero en el rango de 1-100, en la siguiente fórmula:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (1.11)$$

en la cual CN es el número de curva (adimensional) y S , 1000 y 10 están dados en pulgadas. Ilustrando, para $CN=100$, $S=0$ y para $CN=1$, $S=990$ in. Por consiguiente la capacidad de la cuenca para la abstracción de la precipitación es inversamente proporcional al número de curva. Para $CN=100$ ninguna abstracción es posible, siendo la escorrentía igual al total de la lluvia, por otro lado, para $CN=1$ prácticamente toda la lluvia sería abstraída, siendo la escorrentía esencialmente igual a cero.

Con la ecuación 1.11, la ecuación 1.10 puede ser expresado en términos del CN :

$$P_e = \frac{[CN(P+2)-200]^2}{CN[CN(P-8)+800]} \quad (1.12)$$

el cual está sujeto a la restricción tal que $P \geq (200/CN)-2$, en la ecuación 1.12 P y P_e están dados en pulgadas. En las unidades del SI, la ecuación es:

$$P_e = \frac{R[CN(P/R+2)-200]^2}{CN[CN(P/R-8)+800]} \quad (1.13)$$

el cual está sujeto a la restricción tal que $P \geq R[(200/CN)-2]$, con $R=2.54$ en la ecuación 1.13, P y P_e están dados en centímetros.

Para una variable de abstracción inicial, la ecuación 1.12 esta expresado como sigue:

$$P_e = \frac{[CN(P+10K)-1000K]^2}{CN\{CN[P-10(1-K)]+1000(1-K)\}} \quad (1.14)$$

el cual está sujeto a la restricción tal que $P \geq (1000K / CN) - 10K$, una ecuación equivalente en las unidades del SI es:

$$P_e = \frac{R[CN(P/R + 10K) - 1000K]^2}{CN\{CN[P/R - 10(1 - K)] + 1000(1 - K)\}} \quad (1.15)$$

el cual está sujeto a la restricción tal que $P \geq R[(1000K / CN) - 10K]$.

Una gráfica de las ecuaciones 1.12 y 1.13 se muestra en la fig. 1.1. Esta figura es aplicable solamente para los valores de la abstracción inicial estándar $I_a = 0.2S$. Si esta condición es suelta como en las ecuaciones 1.14 y 1.15, la fig. 1.1 tiene que ser modificado apropiadamente.

1.2.2.2 Estimación del Número de Curva desde Tablas

Con la precipitación P y el número de curva de escorrentía CN , la escorrentía P_e puede ser determinada por cualquiera de las ecuaciones 1.12 ó 1.13 ó de la fig. 1.1.

Para cuencas no calibradas, las estimaciones del número de curva de escorrentía están dadas en las tablas proporcionadas por las agencias federales (SCS, Forest Service), ciudades locales y departamentos de los condados. Las tablas del número de curva de escorrentía para varias y complejas cubiertas de suelos hidrológicos están ampliamente disponibles.

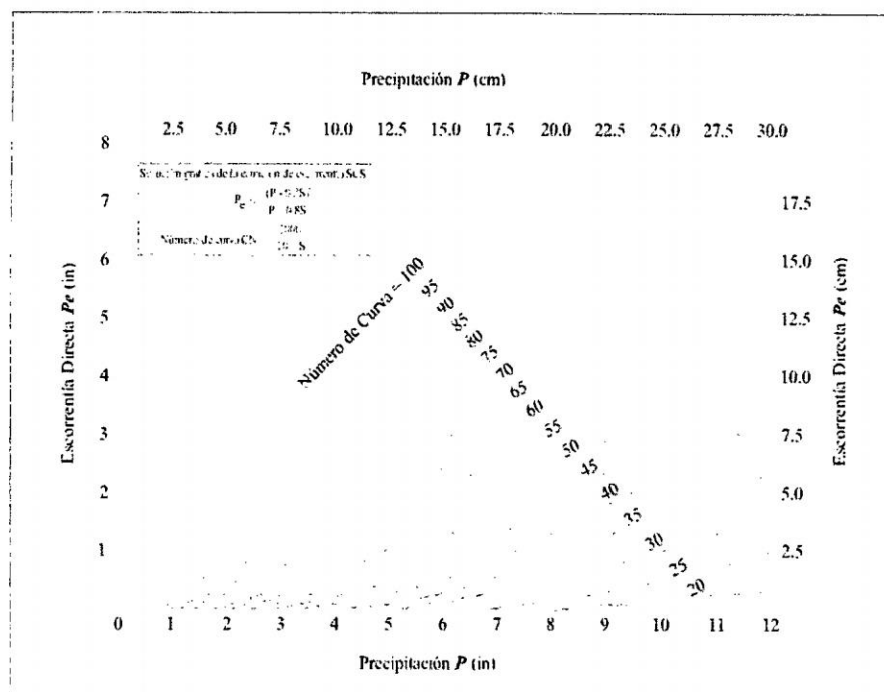


Figura 1.1 Escurrentía directa como una función de la precipitación y el número de curva.

La compleja cubierta del suelo hidrológico describe una combinación específica del grupo hidrológico de suelo, tratamiento y uso del suelo, condición hidrológica superficial, y condición de humedad antecedente. Todos ellos tienen una directa ingerencia en la cantidad de escurrentía producido por una cuenca. El grupo hidrológico del suelo describe el tipo de suelo. El tratamiento y uso de suelo describe el tipo y la condición de cubierta vegetal. La condición hidrológica refiere a la capacidad de la superficie de la cuenca a mejorar o impedir la escurrentía directa. La condición de humedad antecedente contabiliza la reciente historia de lluvia, y consecuentemente mide la cantidad de humedad almacenada por la cuenca.

1.2.2.3 Grupos de Suelo Hidrológico

Todos los suelos están clasificados en cuatro grupos de suelo hidrológico de distintas propiedades y producción de escurrimiento. Estos grupos son llamados A, B, C y D.

Grupo A consiste en suelos de bajo potencial de escurrimiento, teniendo altas tasas de infiltración aun cuando está completamente húmeda. Ellos son principalmente profundos, gravas y arena bien drenada, con una característica tasa alta de transmisión de agua.

Grupo B consiste en suelos con tasas de infiltración moderadas cuando están completamente húmedas, son principalmente de moderado profundo a profundos, de moderado drenado a bien drenado, con textura de moderadamente fino a moderadamente áspero. Estos suelos tienen una moderada tasa de transmisión de agua. Por ejemplo la marga arenosa.

Grupo C consiste en suelos con baja tasa de infiltración cuando está completamente húmeda, principalmente suelos que tienen una capa que impide el movimiento descendente del agua o suelos de textura moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión de agua. Por ejemplo la marga arcillosa, la marga arenosa poca profunda, los suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

Grupo D consiste en suelos de alto potencial de escurrimiento, teniendo muy baja tasa de infiltración cuando está completamente húmeda, ellos son principalmente suelos arcillosos con un alto potencial de expansión, suelos

con un permanente alto índice de agua, suelos con una capa de arcilla cerca a la superficie, suelos poco profundos cubierto de material impermeable. Estos suelos tienen una muy baja tasa de transmisión de agua.

1.2.2.4 Uso de Suelo y Tratamiento

El efecto de la condición superficial de una cuenca es evaluado por medio del uso de la tierra y clases de tratamiento. El uso de la tierra se refiere a la cubierta de la cuenca incluyendo todo tipo de vegetación, basura y aporque, barbecho (suelo desnudo) así como los usos no agrícolas tal como las superficies del agua (lagos, pantanos etc.), superficies impermeables (carreteras, techos y cosas similares), y áreas urbanas. El tratamiento de tierras se aplica principalmente al uso de tierras agrícolas, y esto incluye practicas mecánicas tal como el contorno o en terrazas y manejos prácticos tal como el control del pastoreo y el cultivo rotatorio, Una clase de uso de tierra / tratamiento es una combinación que se encuentra frecuentemente en una cuenca.

El método del número de curva distingue entre tierras de cultivo, prados, bosques y forestales. Para tierras de cultivo se reconoce los siguientes usos de suelos y tratamiento: barbecho, cultivo en fila de granos pequeños, leguminosas con semillas cerradas, cultivos rotatorios (de pobre a buena), sembríos en filas rectas, sembríos en filas torcidas, y sembríos en terraplenes.

1.2.2.5 Condición Hidrológica

Los prados son evaluados por la condición hidrológica del pasto nativo. El porcentaje de área cubierta por pasto nativo y la intensidad del pastoreo son estimados visualmente. Una condición hidrológica pobre describe al área cubierta menor al 50 por ciento y fuerte pastoreo. Una regular condición hidrológica describe al área cubierta del 50 al 75 por ciento y mediano pastoreo. Una buena condición hidrológica describe al área cubierta del más del 75 por ciento y ligero pastoreo.

Los bosques son pequeños bosquecillos aislados o arboles cultivados para uso en granjas o ranchos. La condición hidrológica de los bosques son visualmente estimados como sigue: (1) pobre – pastoreo intensivo o bosques quemados regularmente, con muy poca basura y pocos arbustos, (2) regular – con pastoreo pero no quemado, con moderada basura y algunos arbustos, y (3) buena – protegido del pastoreo, con abundante basura y muchos arbustos cubriendo la superficie.

El número de curva para la condición forestal están basadas en directrices desarrollados por U.S. Forest Service.

1.2.2.6 Condición de Humedad Antecedente

El método del número de curva tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo del total de precipitación en los 5 días periodo precedente a una tormenta (ver la tabla 1.4). La condición de humedad antecedente seca (AMC I) tiene bajo potencial de escorrentía, con el suelo estando lo suficientemente seco para satisfacción de la labranza o el cultivo

que tenga lugar. La condición de humedad antecedente media (AMC II) tiene un potencial de escorrentía medio. La condición de humedad antecedente húmeda (AMC III) tiene el potencial de escorrentía más alto, con la cuenca prácticamente saturada de la lluvia antecedente. La AMC puede ser estimada de informaciones tal como de la tabla 1.4 o de otras similares tablas deducidas regionalmente.

Tabla 1.4 Límites de lluvia estacional para los tres niveles de condición antecedente de humedad

Precipitación antecedente total de 5 días (cm)		
AMC	Estación Inactiva	Estación en Crecimiento
I	< 1.3	< 3.6
II	1.3 a 1.8	3.6 a 5.3
III	> 2.8	> 5.3

Fuente: SCS, 1972, tabla 4.2, p, 4.12

Los índices del número de curva de escorrentía para varias cubiertas complejas y suelo hidrológico son de uso corriente. La tabla 1.5 muestra el número de curva para áreas urbanas. La tabla 1.6 muestra para áreas agrícolas cultivadas. La tabla 1.7 muestra para otras tierras agrícolas, y la tabla 1.8 muestra para pastizales áridos y semiáridos. Los números de curva mostrados en estas tablas son para condición media AMC II. Los correspondientes números de curva para las condiciones AMC I y AMC III son mostrados en la tabla 1.9.

Usando la ecuación 1.11, Hawkins et al [8] ha expresado los valores en la tabla 1.9 en términos de la retención máxima potencial. Ellos correlacionan los valores de la retención máxima potencial para la condición

AMC I y AMC III con aquellos de la condición AMC II y encuentra las siguientes proporciones para ser una aproximación buena:

$$\frac{S_I}{S_{II}} \cong \frac{S_{II}}{S_{III}} \cong 2.3 \quad (1.16)$$

Esto conduce a las siguientes relaciones:

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.3 - 0.013CN_{II}} \quad (1.17)$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057CN_{II}} \quad (1.18)$$

los cuales pueden ser usados en lugar de la tabla 1.9 para calcular los números de curva para las condiciones AMC I y AMC III en términos de los valores de la condición AMC II.

Tabla 1.5 Número de curva de escorrentía para áreas urbanas

Descripción de Cubierta		Número de curva para el grupo de Suelo Hidrológico			
Tipo de Cubierta y Condición Hidrológica	Porcentaje Promedio de Área Impermeable	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente desarrolladas (con vegetación establecida).					
Espacios Abiertos (céspedes, parques, campos de golf, cementerios, etc.).					
Condición Pobre (cubierta con grass. < 50%)		68	79	86	89
Condición Regular (cubierta con grass. 50 a 75%)		49	69	79	84
Condición Buena (cubierta con grass. > 75%).		39	61	74	80
Área Impermeables					
Estacionamientos pavimentados, techos, entrada de autos, etc. (excluyendo el derecho de vía).		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentado; sardineles y alcantarillas para tormentas (excluyendo el derecho de vía).		98	98	98	98
Pavimentado; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía).		83	89	92	93
Grava (incluyendo derecho de vía).		76	85	89	81
Tierra (incluyendo derecho de vía).		72	82	87	89
Áreas urbanas del desierto occidental:					
Paisaje natural del desierto (solamente áreas permeables)		63	77	85	88
Paisaje artificial del desierto (barrera de malezas impermeables, desierto con arbustos de 1-2 in. arena o grava y abono en la frontera de la cuenca)		96	96	96	96
Distritos urbanos					
Comercial y negocios	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Distritos residenciales por tamaño de lote					
505.86 m2 (casas de ciudad)	65	77	85	90	92
1011.71 m2	38	61	75	83	87
1348.82 m2	30	57	72	81	86
2023.43 m2	25	54	70	80	85
4046.86 m2	20	51	68	79	84
8093.71 m2	12	46	65	77	82
Áreas urbanas en desarrollo					
Áreas recientemente clasificadas (solamente áreas permeables, sin vegetación)		77	86	91	94
Tierras ociosas (los números de curva (CNs) son determinados usando el tipo de cubierta similar a aquellos en tabla 1.7).					

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University.

Tabla 1.6 Número de curva de escorrentía para tierras agrícolas cultivadas

Descripción de la Cubierta			Número de Curva para el Grupo de Suelo Hidrológico			
Tipo de cubierta	Tratamiento	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Barbecho	Suelo desnudo	-	77	86	91	94
	Cubierta de Residuos de Cosecha (CR)	Pobre	76	85	90	93
		Buena	74	83	88	90
Cultivos en Fila	Fila recta (SR)	Pobre	72	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	SR + CR	Pobre	71	80	87	90
		Buena	64	75	82	85
	Contorneado (C)	Pobre	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	C + CR	Pobre	69	78	83	87
		Buena	64	74	81	85
	Contorneado y en Terraplenes (C&T)	Pobre	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
	C&T + CR	Pobre	65	73	79	81
		Buena	61	70	77	80
Granos Pequeños	SR	Pobre	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	SR + CR	Pobre	64	75	83	86
		Buena	60	72	80	84
	C	Pobre	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	C + CR	Pobre	62	73	81	84
		Buena	60	72	80	83
	C&T	Pobre	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
	C&T + CR	Pobre	60	71	78	81
		Buena	58	69	77	80
Semillas Cerradas o en germinación	SR	Pobre	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
Leguminosas o en rotación	C	Pobre	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
Prado	C&T	Pobre	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University.

Tabla 1.7 Número de curva de escorrentía para otras tierras agrícolas

Descripción de la Cubierta		Número de Curva para el Grupo de Suelo Hidrológica			
Tipo de Cubierta	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Pasto, prado, o campo de - forraje continuo para el pastoreo	Pobre	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
Pradera – grass continuo, protegido del pastoreo y generalmente cortado para heno	-	30	58	71	78
Maleza – maleza – mezcla de pasto con mala hierba siendo la maleza el elemento principal	Pobre	48	67	77	83
	Regula	35	56	70	77
	Bueno	30	48	65	73
Bosques – combinación de grass (huerta o finca de árboles)	Pobre	57	73	82	86
	Regula	43	65	76	82
	Bueno	32	58	72	79
Bosques	Pobre	45	66	77	83
	Regula	36	60	73	79
	Bueno	30	55	70	77
Fincas – edificaciones, pasadizos, cocheras y lotes circundantes	-	59	74	82	86

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University

Tabla 1.8 Número de curva de escorrentía para pastizales áridos y semiáridos

Descripción de la Cubierta		Número de Curva para el Grupo de Suelo Hidrológico			
Tipo de Cubierta	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Herbáceo — mezcla de grass y mala hierba, bajo crecimiento de maleza, siendo la maleza el elemento minoritario	Pobre		80	87	93
	Regular		71	81	89
	Bueno		62	74	85
Roble- álamo — maleza de montaña, mezcla de malezas de roble, álamo, caoba de montaña, hierbas amargas, arce, y otras malezas	Pobre		66	74	79
	Regular		48	57	63
	Bueno		30	41	48
Pinos — enebro — pinos, enebro o ambos; grass del sotobosque	Pobre		75	85	89
	Regular		58	73	80
	Bueno		41	61	71
Artemisa con grass del sotobosque.	Pobre		67	80	85
	Regular		51	63	70
	Bueno		35	47	55
Arbustos del desierto	Pobre	63	77	85	88
	Regular	55	72	81	86
	Bueno	49	68	79	84

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University.

Tabla 1.9 Número de curva de escorrentía correspondiente para las tres condiciones de humedad antecedente AMC

AMC II	AMC I	AMC III	AMC II	AMC I	AMC III
100	100	100	60	40	78
99	97	100	59	39	77
98	94	99	58	38	76
97	91	99	57	37	75
96	89	99	56	36	75
95	87	98	55	35	74
94	85	98	54	34	73
93	83	98	53	33	72
92	81	97	52	32	71
91	80	97	51	31	70
90	78	96	50	31	70
89	76	96	49	30	69
88	75	95	48	29	68
87	73	95	47	28	67
86	72	94	46	27	66
85	70	94	45	26	65
84	68	93	44	25	64
83	67	93	43	25	63
82	66	92	42	24	62
81	64	92	41	23	61
80	63	91	40	22	60
79	62	91	39	21	59
78	60	90	38	21	58
77	59	89	37	20	57
76	58	89	36	19	56
75	57	88	35	18	55
74	55	88	34	18	54
73	54	87	33	17	53
72	53	86	32	16	52
71	52	86	31	16	51
70	51	85	30	15	50
69	50	84			
68	48	84	25	12	43
67	47	83	20	9	37
66	46	82	15	6	30
65	45	82	10	4	22
64	44	81	5	2	13
63	43	80	0	0	0
62	42	79			
61	41	78			

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University.

1.2.3 Modelo de pérdida de Green y Ampt

El método de Green y Ampt (Mein y Larson 1973) asume el mismo modelo de suelo simple y condición inicial que la ecuación de Richards, un perfil de suelo uniforme de extensión infinita y contenido de humedad inicial constante. A medida que el contenido de humedad en la superficie del suelo se incrementa, el método modela el movimiento del agua infiltrada aproximando el frente húmedo con un pistón típico desplazándose.

1.2.3.1 Desarrollo del Modelo

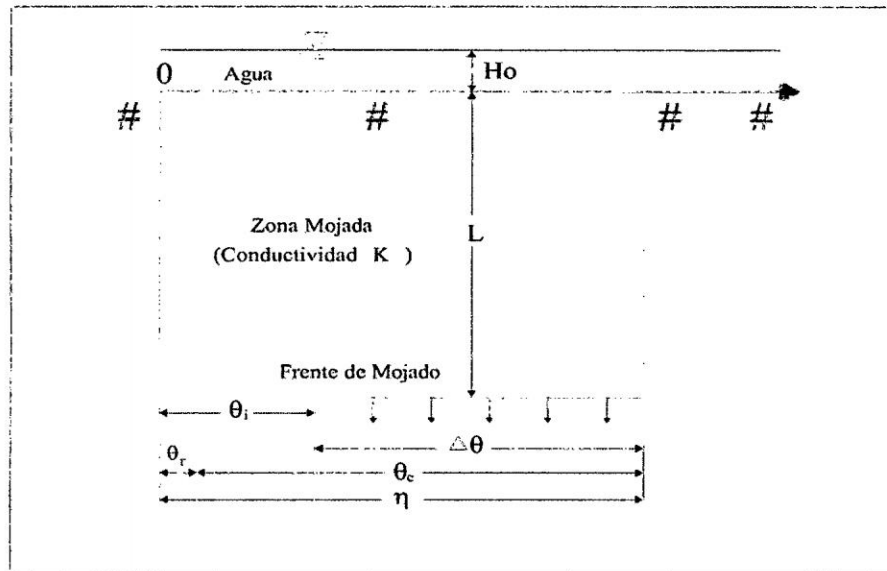


Figura 1.2 Variables del modelo de infiltración de Green y Ampt

Donde:

H_o = Profundidad de acumulación (cm)

K = Conductividad hidráulica saturada (cm/s)

ψ = Cabeza de succión en el frente de mojado (cm)

θ_i = Contenido de humedad inicial

θ_r = Contenido de humedad residual

θ_e = Porosidad efectiva

$\Delta\theta$ = Pérdida de volumen de humedad

η = Porosidad

Se hacen las siguientes Observaciones:

1. A medida que la lluvia continúa cayendo y el agua se infiltra, el frente de mojado avanza en la misma tasa con la profundidad, lo cual produce un frente de mojado bien definido.
2. Los contenidos de agua volumétricos siguen siendo constantes sobre y debajo del frente de mojado, a medida que este avanza.
3. La succión del suelo sobre el agua inmediatamente debajo del frente de mojado es constante con el tiempo y la localización a medida que el frente de mojado avanza.

a) Por Continuidad

Considerando una columna vertical de suelo de sección transversal horizontal de área unitaria (fig.1.3) y un volumen de control definido alrededor del suelo mojado entre la superficie y la profundidad L . Si el suelo tenía un contenido de humedad inicial θ_i a través de toda su longitud, el contenido de humedad se incrementará desde θ_i hasta η (porosidad) a medida que el frente de mojado pasa. El contenido de Humedad θ es la relación entre el volumen de agua y el volumen total dentro de la superficie de control, luego el incremento de agua almacenada dentro del volumen de control como resultado de la infiltración es $L(\eta - \theta_i)$ para una sección

transversal unitaria. Por definición esta cantidad es igual a F , La profundidad de agua acumulada en el suelo es:

$$F(t) = L(\eta - \theta_i) \quad (1.19)$$

$$F(t) = L\Delta\theta \quad (1.20)$$

Donde: $\Delta\theta = \eta - \theta_i$ cambio en el contenido de humedad.

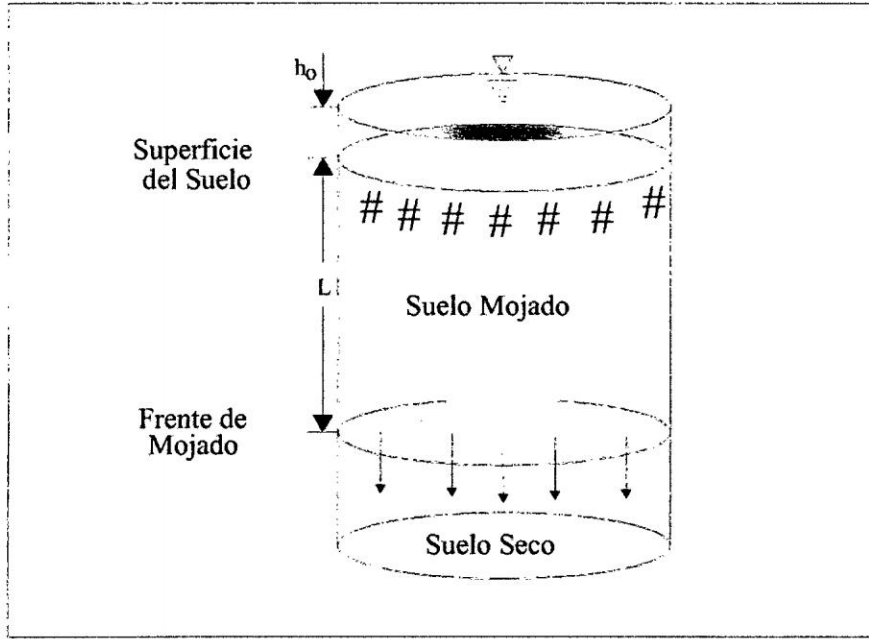


Figura 1.3 Infiltración en una columna de suelo de área transversal unitaria para el modelo de Green y Ampt

b) Por Momentum

El campo de flujo según la ley de Darcy es:

$$q = -K \frac{dh}{dz} \quad (1.21)$$

El campo de flujo de Darcy q es constante e igual a $-f$, debido a que q es negativo hacia abajo y positivo hacia arriba, mientras f es negativo hacia arriba y positivo hacia abajo; y si los puntos 1 y 2 se ubicaran tanto en la

superficie del terreno como en el lado seco del frente húmedo, entonces f se puede aproximar por:

$$f = K \frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2} \quad (1.22)$$

Siendo $h_1 = h_0$ cabeza en la superficie del terreno e igual a la profundidad de encharcamiento y $h_2 = -\psi - L$ cabeza en el suelo debajo del frente húmedo. Luego la ley de Darcy para el sistema será:

$$f = K \left[\frac{h_0 - (-\psi - L)}{L} \right] \quad (1.23)$$

Como h_0 es muy pequeña comparada con ψ y L debido a que el agua encharcada se vuelve en escorrentía superficial según la hidrología. De (1.20) y (1.23) tenemos:

$$f = K \left[\frac{\psi \Delta \theta + F}{F} \right] \quad (1.24)$$

Como $f = dF/dt$ la ecuación 1.24 se puede expresar como una ecuación diferencial:

$$\frac{dF}{dt} = K \left[\frac{\psi \Delta \theta + F}{F} \right], \quad \left[\left(\frac{F + \psi \Delta \theta}{F + \psi \Delta \theta} \right) - \left(\frac{\psi \Delta \theta}{F + \psi \Delta \theta} \right) \right] dF = K dt$$

Integrando:

$$\int_0^{F(t)} \left(1 - \frac{\psi \Delta \theta}{F + \psi \Delta \theta} \right) dF = \int_0^t K dt$$

Tenemos:

$$F(t) - \psi \Delta \theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi \Delta \theta} \right) = Kt \quad (1.25)$$

La ecuación 1.25 es la *ecuación de Green y Ampt* para la infiltración acumulada. Una vez que F ha sido calculada en la ecuación 1.25, la tasa de infiltración f puede obtenerse de 1.24 ó

$$f(t) = K \left[\frac{\psi \Delta \theta}{F(t)} + 1 \right] \quad (1.26)$$

En el caso cuando la profundidad de encharcamiento h_0 no es despreciable, el valor de ψ es sustituido por $\psi - h_0$ en 1.25 y 1.26.

La ecuación 1.25 es no lineal para F . Puede resolverse mediante el *método de sustituciones sucesivas* reordenando la ecuación 1.25 se obtiene:

$$F(t) = Kt + \psi \Delta \theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi \Delta \theta} \right) \quad (1.27)$$

1.2.3.2 Parámetros de Green y Ampt

La aplicación del método de Green y Ampt requiere estimaciones de la conductividad hidráulica K de la porosidad η y de la cabeza de succión del suelo en el frente de mojado ψ . La variación de la cabeza de succión y de la conductividad hidráulica con el contenido de humedad θ fue estudiada por Brooks y Corey (1964).

Conductividad Hidráulica (K): La conductividad hidráulica es una medida de la habilidad de un medio poroso para transmitir agua, y es un parámetro esencial para solucionar problemas agrícolas, hidrológicos y ambientales relacionados con el movimiento del agua a través de suelos y estratos subsuperficiales. Es una propiedad muy variable y dependiente de la estructura del suelo, de la textura, y de las características del sistema

poroso (diámetro y tortuosidad). Entre sus limitaciones, es posible afirmar que K no es propia del medio poroso, sino que depende de las características del fluido (peso específico y viscosidad cinemática). La tabla 1.10 proporciona las estimaciones de este parámetro como una función de clase de textura, que puede ser encontrada de una revisión insitu del suelo, y cuya fórmula es:

$$K = \frac{\gamma D^2}{32\nu} \quad (1.28)$$

Donde:

K = Conductividad hidráulica en cm/s

γ = Peso específico del líquido en gr/cm³

D = Diámetro del conducto poroso en cm

ν = Viscosidad dinámica en gr*s/cm²

Cabeza de Succión del Frente de Mojado (ψ): Es parte de la energía total del fluido debido a la fuerza de succión del suelo que une el agua con las partículas del suelo a través de la tensión superficial en un medio poroso no saturado. Según Brooks y Corey (1964) la cabeza de succión del frente de mojado ψ puede expresarse como una función logarítmica de una saturación efectiva S_e , relacionando la humedad disponible $\theta - \theta_r$ y el máximo contenido de humedad $\eta - \theta_r$ tal como:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\eta - \theta_r} \quad (1.29)$$

Donde:

S_e = Saturación efectiva

θ = Humedad del suelo

θ_r = Humedad residual

$\theta - \theta_r$ = Humedad disponible

$\theta_e = \eta - \theta_r$ = Porosidad efectiva

Variando la saturación efectiva en el rango de $0 \leq S_e \leq 1$ cuando $\theta_r \leq \theta \leq \eta$.

Para la condición inicial cuando $\theta = \theta_i$ el producto cruzado en la ecuación

1.29 resulta $\theta_i - \theta_r = S_e \theta_e$ y el cambio en el contenido de humedad cuando

pasa el frente de mojado es $\Delta\theta = \eta - \theta_i = \eta - (S_e \theta_e + \theta_r)$ por consiguiente:

$$\Delta\theta = (1 - S_e)\theta_e \quad (1.30)$$

La relación logarítmica que se muestra en la figura 1.4 expuesta por Brooks

– Corey es:

$$S_e = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda \quad (1.31)$$

En la cual ψ_b y λ son constantes que se obtienen mediante el secado del

suelo por etapas, midiendo los valores de S_e y ψ en cada una de estas

etapas y ajustando la ecuación 1.31 a los resultados encontrados en la fig.

1.4. La tabla 1.10 proporciona estimaciones de los parámetros de Green y

Ampt según las investigaciones realizadas por Rawls, Brakensiek y Miller

(1983) utilizando la ecuación de Brooks-Corey, observándose que a medida

que el suelo se vuelve más fino cuando pasa de arena a arcilla, la cabeza de succión se incrementa mientras que la conductividad hidráulica decrece.

Porosidad (η): Se define como la relación del volumen de vacíos entre el volumen de agua tal como:

$$\eta = \frac{\text{volumen} - \text{de} - \text{vacíos}}{\text{volumen} - \text{de} - \text{agua}} \quad (1.32)$$

El rango de η para los suelos es aproximadamente $0.25 < \eta < 0.75$ y su valor depende de la textura del suelo. Cuando el contenido de humedad del suelo sea igual a la porosidad entonces el suelo se encontrara saturada en caso contrario cuando en las partículas del suelo todavía existan espacios vacios llenos de aire, el suelo se encontrara en una condición no saturada.

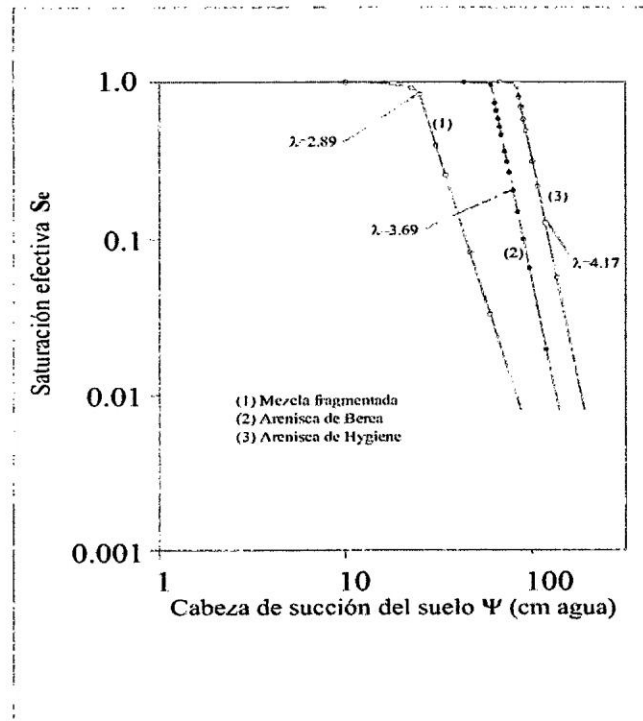


Figura 1.4 Relación de Brooks-Corey entre la cabeza de succión del suelo y la saturación efectiva. (Fuente: Brooks y Corey, 1964, figura 2, p. 5.)

Tabla 1.10 Parámetros de infiltración de Green y Ampt para varias clases de suelos

Clase de suelo	Porosidad	Porosidad efectiva	Cabeza de succión del suelo.	Conductividad hidráulica
	η	θ_e	ψ (cm)	K (cm/h)
Arena	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Arena margosa	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.329-0.473)	6.13 (1.35-27.94)	2.99
Marga arenosa	0.453 (0.351-0.555)	0.412 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Marga	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Marga limosa	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Marga areno arcillosa	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.0)	0.15
Marga arcillosa	0.464 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.10
Marga limo-arcillosa	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.50)	0.10
Arcilla arenosa	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	0.06
Arcilla limosa	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
Arcilla	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

Los números entre paréntesis debajo de cada parámetro son una desviación estándar alrededor del valor del parámetro dado, Fuente: Rawls, Brakensieck y Miller, 1983.

1.2.3.3 Modelo de Green y Ampt de Dos Capas: Considerando un suelo de 2

capas, tal como se muestra en la figura siguiente:

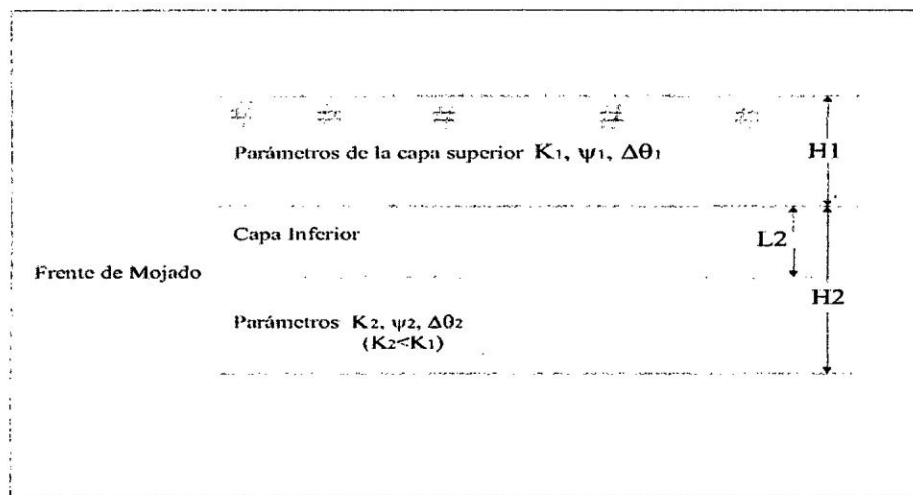


Figura 1.5 Parámetros en un modelo de 2 capas de Green y Ampt

La capa superior tiene un espesor H_1 y unos parámetros K_1 , ψ_1 y $\Delta\theta_1$ de Green y Ampt, y la capa inferior tiene un espesor H_2 y parámetros K_2 , ψ_2 y $\Delta\theta_2$. El agua se encuentra encharcada en la superficie y el frente de mojado ha penetrado a través de la capa superior y a lo largo de una distancia L_2 en la capa inferior ($L_2 < H_2$). Se requiere que $K_1 > K_2$ para que la capa superior permanezca saturada mientras el agua se infiltra en la capa inferior. Utilizando un método similar al descrito previamente para suelos en una sola capa, puede demostrarse que la tasa de infiltración está dada por:

$$f = \frac{K_1 K_2}{H_1 K_2 + L_2 K_1} (\psi_2 + H_1 + L_2) \quad (1.33)$$

y que la Infiltración acumulada está dada por:

$$F = H_1 \Delta\theta_1 + L_2 \Delta\theta_2 \quad (1.34)$$

combinando las ecuaciones 1.33 y 1.34 en una ecuación diferencial para L_2 e integrando, se llega a:

$$L_2 \frac{\Delta\theta_2}{K_2} + \frac{1}{K_1 K_2} [\Delta\theta_2 H_1 K_2 - \Delta\theta_2 K_1 (\psi_2 + H_1)] * \ln \left[1 + \frac{L_2}{\psi_2 + H_1} \right] = t \quad (1.35)$$

Con lo cual la infiltración acumulada y la tasa de infiltración pueden determinarse. Este análisis se emplea cuando una capa superior de suelo más permeable se superpone a una capa inferior menos permeable. Las ecuaciones normales de Green y Ampt se utilizan mientras el frente de mojado está en la capa superior. Las ecuaciones 1.33 al 1.35 se utilizan una vez que el frente de mojado entra en la capa inferior.

1.3 MODELACION DE ESCORRENTIA DIRECTA CON HEC-HMS

1.3.1 Modelo del Hidrograma Unitario de Snyder

En 1978, Snyder [17] introduce el concepto de hidrograma unitario sintético. El análisis de un gran número de hidrogramas de las cuencas en la región del Apalache de los EE.UU conduce a la siguiente fórmula para el tiempo de retardo:

$$t_l = C_t (LL_c)^{0.3} \quad (1.36)$$

En la cual t_l = tiempo de retardo de la cuenca en horas, L = longitud a lo largo de la corriente principal desde la salida hasta su división aguas arriba, L_c = Longitud a lo largo de la corriente principal desde la salida al punto próximo al centroide de la cuenca, y C_t = coeficiente considerado para la gradiente de la cuenca y asociado con el almacenamiento de la cuenca. Con las distancias L y L_c en kilómetros, Snyder ha dado valores de C_t variando en el rango de 1.35 a 1.65 con una media de 1.5. Con las distancias L y L_c en millas, la correspondiente variación de C_t es de 1.8 a 2.2 con una media de 2.

La formula de Snyder para el flujo pico es:

$$Q_p = \frac{C_p A}{t_l} \quad (1.37)$$

y sabiendo que el volumen debajo de un hidrograma es conocido (volumen es igual al área de la cuenca multiplicado por 1 profundidad unitaria de escorrentía), el caudal pico puede ser calculado asumiendo una cierta forma

de hidrograma unitario. Si el hidrograma asumido tiene una forma triangular ver Fig. 1.6 el volumen es igual a:

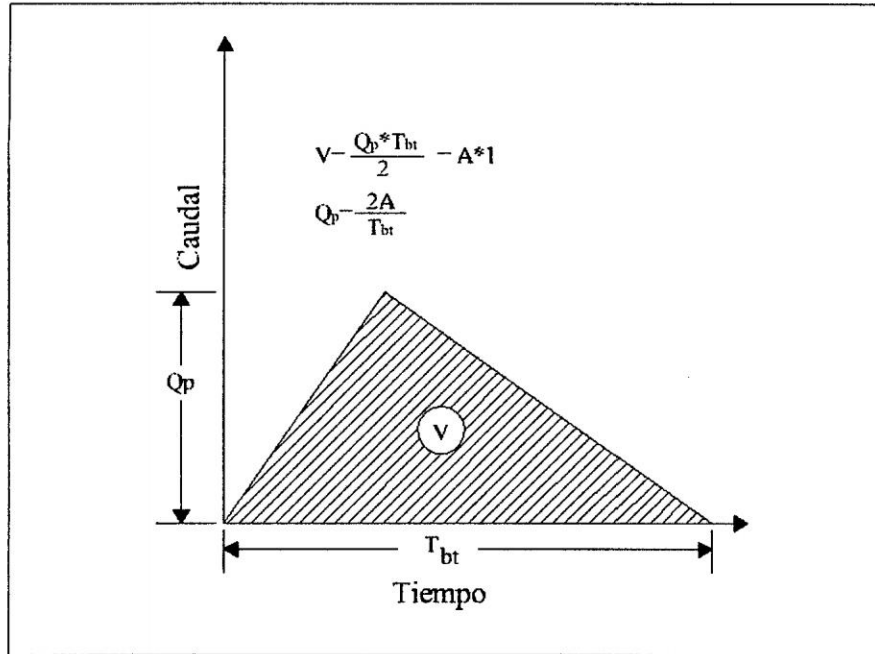


Figura 1.6 Hidrograma unitario de forma triangular

$$V = \frac{Q_p T_{bt}}{2} = A \times (1) \quad (1.38)$$

en la cual V = volumen debajo del hidrograma unitario triangular; Q_p = caudal pico; T_{bt} = tiempo base del hidrograma unitario triangular; A = área de la cuenca; y (1) = una profundidad unitaria de escorrentía. De la ecuación 1.38 tenemos:

$$Q_p = \frac{2A}{T_{bt}} \quad (1.39)$$

y comparando la ecuación 1.37 con la ecuación 1.39 resulta:

$$C_p = \frac{2}{\frac{T_{bt}}{t_l}} \quad (1.40)$$

el cual es un coeficiente empírico que relaciona el tiempo base triangular T_{bt} con el retardo t_l definido comúnmente según Hall [17] como el tiempo transcurrido desde el centroide de la precipitación efectiva al pico de la escorrentía, en la práctica el tiempo de retardo está relacionado con las características de la cuenca y cuya expresión general es la siguiente:

$$t_l = C \left(\frac{LL_c}{S^{1/2}} \right)^N \quad (1.41)$$

En la cual t_l = retardo de la cuenca; L = longitud de la cuenca (longitud medida a lo largo del canal principal desde la salida hasta su división aguas arriba); L_c = longitud al centroide de la cuenca (longitud medida a lo largo del canal principal desde la salida a un punto ubicado próximo al centroide de la cuenca); S = es una medida ponderada de la pendiente de la cuenca, usualmente se toma como la pendiente del canal; y C y N son parámetros empíricos. El parámetro L describe la longitud, L_c es una medida de la forma de la cuenca, y S está relacionado al relieve.

Snyder ha dado valores de C_p en el rango de 0.56 a 0.69, los cuales están asociados con la relación $\frac{T_{bt}}{t_l}$ en el rango de 3.57 a 2.90. El menor valor de C_p (es decir para un caudal pico bajo) está relacionado con el mayor valor de $\frac{T_{bt}}{t_l}$ y con la mayor capacidad de almacenamiento de la cuenca.

En el SI de unidades la fórmula del caudal pico de Snyder es:

$$Q_p = \frac{2.78C_p A}{t_l} \quad (1.42)$$

En la cual Q_p = caudal pico del hidrograma unitario correspondiente a 1 cm de precipitación efectiva en m³/s; A = área de la cuenca en km²; y t_l = retardo de la cuenca en hrs. En el sistema acostumbrado de los EE.UU la fórmula del caudal pico de Snyder es:

$$Q_p = \frac{645C_p A}{t_l} \quad (1.43)$$

en la cual Q_p = caudal pico del hidrograma unitario correspondiente a 1 in. de precipitación efectiva en pies³/s; A = área de la cuenca en mi²; y t_l = retardo de la cuenca en hrs.

En el método de Snyder la duración del hidrograma unitario es una función lineal del tiempo de retardo:

$$t_r = \frac{2}{11} t_l \quad (1.44)$$

en la cual t_r = duración del hidrograma unitario.

Aplicando el procedimiento para la predicción de avenidas, Snyder reconoce que la duración real de la tormenta es usualmente mayor que la duración calculada por la ecuación 1.44. Por lo tanto él ideó una fórmula para incrementar el retardo considerando el incremento de la duración de la tormenta. Este conduce a:

$$t_{lr} = t_l + \frac{t_R - t_r}{4} \quad (1.45)$$

en el cual t_{lr} es el retardo ajustado correspondiente a una duración t_R .

Asumiendo una precipitación efectiva por simplificación el tiempo al pico es igual a un medio de la duración de la tormenta más el retardo ver fig.

1.7. Por lo tanto el tiempo al pico en términos del retardo es:

$$t_p = \frac{12}{11} t_l \quad (1.46)$$

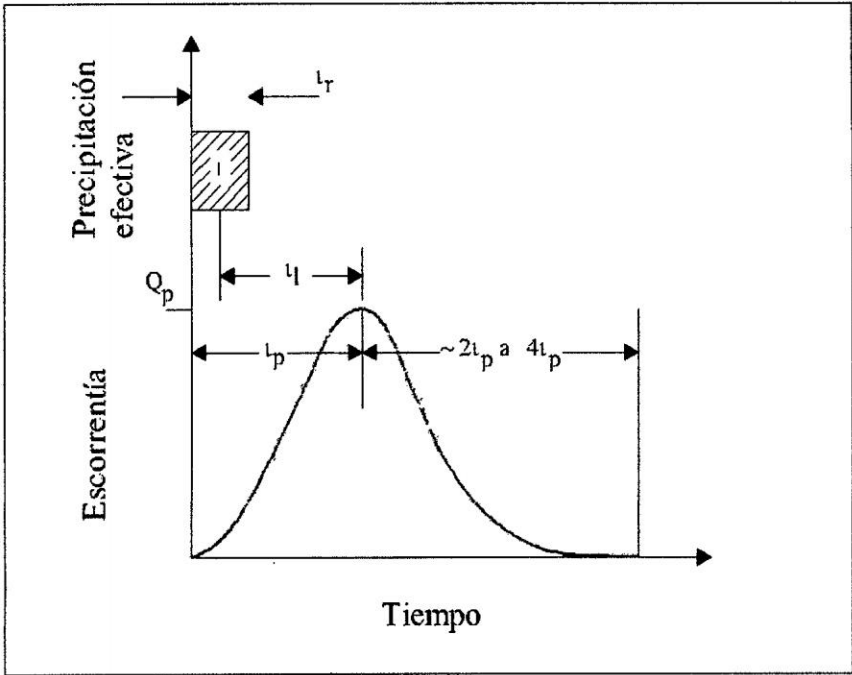


Figura 1.7 Hidrograma unitario estándar

Cuando se calcula el tiempo base real del hidrograma unitario, Snyder incluye el interflujo como parte de la escorrentía directa. Ello resulta en un tiempo base más largo que aquel correspondiente únicamente a la escorrentía directa. La fórmula de Snyder para el tiempo base real es la siguiente:

$$T_b = 72 + t_l \quad (1.47)$$

en la cual T_b = tiempo base real del hidrograma unitario (incluido el interflujo) en hrs. y t_l = es el retardo en hrs. para un retardo de 24 hrs. esta

fórmula da $\frac{T_b}{t_l} = 6$, lo cual es un valor razonable considerando que el interflujo está siendo incluido en el cálculo. Para pequeños retardos sin embargo la ecuación 1.47 da valores altos poco reales de $\frac{T_b}{t_l}$. Por ejemplo para un retardo de 6 hrs. $\frac{T_b}{t_l} = 15$. Para cuencas medianas, y excluyendo el interflujo, experiencias han mostrados que valores de $\frac{T_b}{t_p}$ próximos a 5 (correspondiente a valores de T_b/t_l próximos a 5.45) pueden ser más reales.

El método de Snyder nos da el flujo pico (ecuación 1.42). El tiempo al pico (ecuación 1.46) y el tiempo base (ecuación 1.47) del hidrograma unitario. Estos valores son usados para el esbozo del hidrograma unitario, añadiéndose al requerimiento que el volumen del hidrograma unitario debe ser igual a 1 profundidad unitaria de esorrentía. Snyder da una gráfica de distribución (fig.1.8) para ayudar en el trazado de las ordenadas del hidrograma unitario, pero advierte contra la exclusiva confianza en esta gráfica para desarrollar la forma del hidrograma unitario.

El método de Snyder ha sido extensamente usado por el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos (U.S.A.C.E.) sus experiencias han conducido a dos formulas empíricas que ayudan en la determinación de la forma del hidrograma unitario:

$$W_{50} = \frac{5.87}{(Q_p/A)^{1.08}} \quad (1.48)$$

$$W_{75} = \frac{3.35}{(Q_p/A)^{1.08}} \quad (1.49)$$

en el cual W_{50} = ancho del hidrograma unitario al 50% del caudal pico en hrs.; W_{75} = ancho del hidrograma unitario al 75% del caudal pico en hrs.; Q_p = caudal pico en m³/s; y A = área de cuenca en km² (fig. 1.9). Estos anchos de tiempo deben ser proporcionales de tal manera que una tercera parte este ubicado antes del pico y las dos terceras partes después del pico.

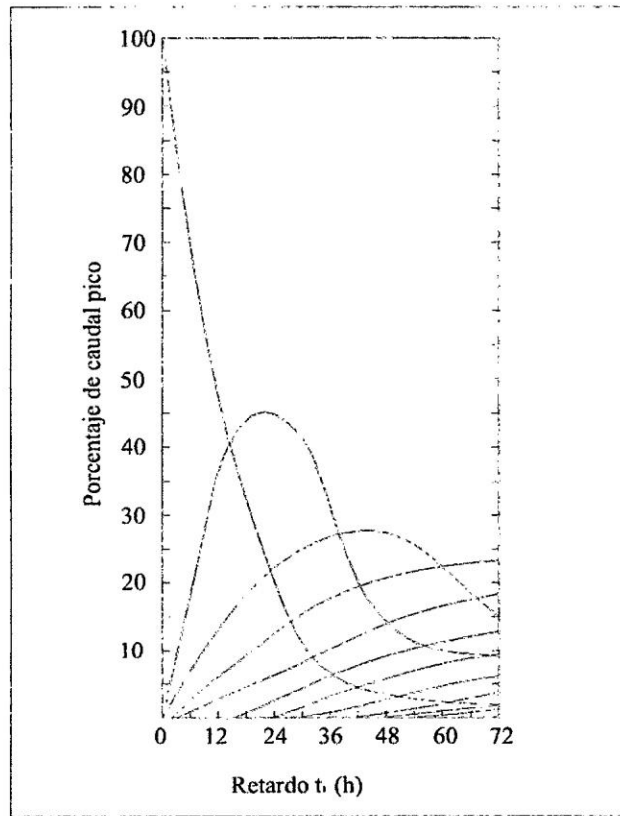


Figura 1.8 Gráfica de la distribución de Snyder para el trazado de las ordenas del hidrograma unitario.

Snyder previene que el retardo puede variar ligeramente con la magnitud de la avenida y que los cálculos del hidrograma unitario sintético sean probablemente más exactos para cuencas con forma de abanico que

para aquellos de formas muy irregulares. Snyder recomienda que los coeficientes C_t y C_p sean determinados sobre una base regional.

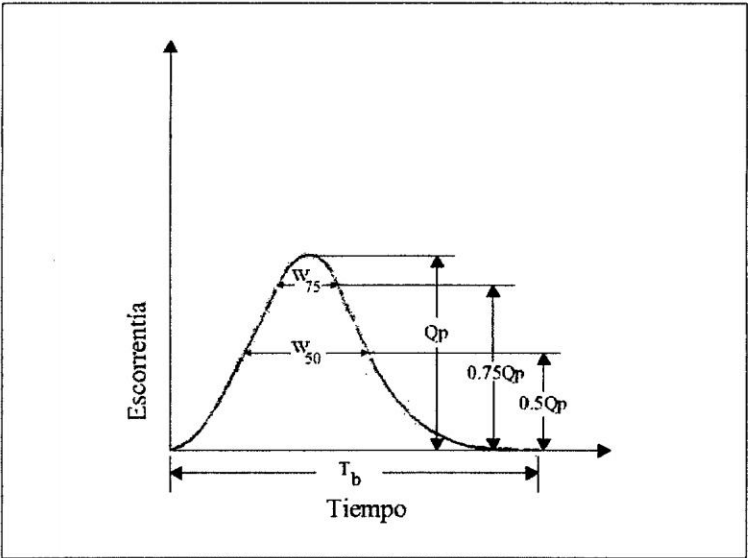


Figura 1.9 Anchos del hidrograma unitario de Snyder: W_{50} y W_{75}

El análisis de la ecuación 1.36 muestra que C_t es en gran medida una función de la pendiente, ya que tanto la longitud y forma ya han sido considerados por un L y un L_c , respectivamente. Ya que la ecuación 1.36 fue obtenido empíricamente, el valor real de C_t depende de las unidades de L y L_c . Además la ecuación 1.36 implica que cuando el producto de (LL_c) es igual a 1, el retardo es igual a C_t . Puesto que para dos cuencas del mismo tamaño, el retardo es una función de la pendiente, ya que es improbable que C_t sea una constante. Para dar un ejemplo, un análisis de 20 cuencas en el norte y medio del Atlántico de los Estados Unidos condujo a $C_t = 0.6/S^{0.5}$. Una similar conclusión es esbozada de la ecuación 1.41. Por lo tanto, los valores de C_t tienen significado regional, en general son una función de la

pendiente de la cuenca. Los valores de C_t citados en la literatura reflejan la variabilidad natural de las pendientes de las cuencas.

El parámetro C_p es adimensional y varía dentro de un estrecho rango. De hecho, ello es fácilmente demostrado que el máximo valor posible de C_p es igual a $11/12$. Ya que el tiempo base triangular no puede ser menor que dos veces el tiempo al pico (de otra manera, la difusión de la escorrentía debería ser negativo, claramente un imposible físico), a esto le sigue que en el límite (es decir, en ausencia de la difusión de escorrentía), $T_{bt} = 2t_p$ y por lo tanto $C_p = t_i/t_p = 11/12$. En la práctica el tiempo base triangular esta usualmente alrededor de tres veces el tiempo al pico. Para $T_{bt} = 3t_p$ un cálculo similar nos conduce a: $C_p = 0.61$ lo cual yace aproximadamente al medio de los datos de Snyder (0.56-0.69).

Puesto que C_t crece con el almacenamiento de la cuenca y C_p decrece con el almacenamiento de la cuenca, la relación de C_t/C_p puede directamente relacionarse con el almacenamiento de la cuenca. Además el recíproco de la relación (C_p/C_t) está directamente relacionado con la extensión del desarrollo urbano dado que el ultimo resulta usualmente en una reducción substancial en la capacidad de almacenamiento de la cuenca.

1.3.2 Modelo de Hidrograma Unitario NRCS

El hidrograma unitario del NRCS (Natural Resources Conservation Service) es también llamado hidrograma unitario sintético SCS (Soil Conservation Service) y es el hidrograma unitario adimensional

desarrollado por Victor Mockus en el año de 1950 y descrito en el NEH-4 [21]. Este hidrograma fue desarrollado basado en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de un amplio rango de tamaños de cuencas y ubicaciones geográficas. El método ha llegado a ser reconocido como el hidrograma unitario sintético SCS y ha sido aplicado a cuencas medianas por todo el mundo.

El método difiere de Snyder en que éste usa una proporción constante del tiempo base triangular con el tiempo al pico $T_{bt}/t_p = 8/3$, lo cual implica que C_p sea constante e igual a 0.6875. A diferencia del método de Snyder, el método SCS usa una proporción constante del tiempo base real con el tiempo al pico $T_b/t_p = 5$. En suma usa una función de hidrograma adimensional para proporcionar una forma de hidrograma unitario estándar.

Para calcular el retardo de la cuenca, el método del SCS usa los dos siguientes métodos: (1) el método del número de curva y (2) el método de la velocidad. El método del número de curva se limita a cuencas de áreas menores de 8 km² (2000 ac), aunque recientes evidencias sugiere que ello puede extenderse a cuencas hasta de 16 km² (4000 ac) [11].

En el método del número de curva, el retardo es expresado mediante la siguiente fórmula:

$$t_t = \frac{L^{0.8} (2540 - 22.86CN)^{0.7}}{14.104CN^{0.7}Y^{0.5}} \quad (1.50)$$

en el cual t_t = retardo de la cuenca en hrs.; L = longitud hidráulica (longitud medida a lo largo de la corriente principal) en metros;

CN =número de curva para la esorrentía; Y = pendiente superficial promedia de la cuenca en metros por metro. En las unidades acostumbradas de los Estados Unidos la formula es:

$$t_l = \frac{L^{0.8}(1000 - 9CN)^{0.7}}{1900CN^{0.7}Y^{0.5}} \quad (1.51)$$

en el cual t_l está en hrs., L está en pies y Y está en porcentaje. En el método del número de curva la pendiente superficial promedia de la cuenca se obtiene superponiendo un patrón de grilla cuadrada sobre el mapa topográfico de la cuenca, luego evaluando la máxima pendiente superficial en cada intersección de la cuadrícula dentro de la cuenca, y promediando aquellos se obtiene un valor representativo de la pendiente superficial de la cuenca. Las ecuaciones 1.50 y 1.51 están restringidas para los números de curva en el rango del 50 al 95.

El método de la velocidad es usado para cuencas mayores de 8 km^2 , o para números de curva fuera del rango de 50 a 90. La corriente principal es dividido en tramos y se estima la avenida de 2 años (o alternativamente la descarga a banco lleno). En ciertos casos es deseable usar caudales correspondientes a frecuencia de 10 años o más. La velocidad media es calculada y el tiempo de concentración se calcula usando la longitud del tramo valle (distancia recta). La suma de los tiempos de concentración de todos los tramos es el tiempo de concentración de la cuenca. El retardo es estimado como sigue:

$$\frac{t_l}{t_c} = \frac{6}{10} \quad (1.52)$$

en el cual t_l = retardo y t_c = tiempo de concentración. Experiencias del SCS han mostrado que ésta proporción es típica de cuencas medianas.

En el método del SCS la proporción del tiempo al pico con la duración del hidrograma unitario se fija en:

$$\frac{t_p}{t_r} = 5 \quad (1.53)$$

Lo cual es próximo a la proporción de Snyder igual a 6. Asumiendo una precipitación efectiva uniforme por simplicidad, el tiempo al pico es por definición igual a:

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_l \quad (1.54)$$

Eliminado t_r de las ecuaciones 1.53 y 1.54, nos conduce a:

$$\frac{t_p}{t_l} = \frac{10}{9} \quad (1.55)$$

Por lo tanto:

$$\frac{t_r}{t_l} = \frac{2}{9} \quad (1.56)$$

y

$$\frac{t_r}{t_c} = \frac{2}{15} \quad (1.57)$$

Para obtener la fórmula del flujo pico del hidrograma unitario SCS, la relación $T_{bt}/t_p = 8/3$ es usado en la ecuación 1.39 guiándonos a:

$$Q_p = \frac{3/4 A}{t_p} \quad (1.58)$$

En el SI de unidades, la fórmula del flujo pico es:

$$Q_p = \frac{2.08A}{t_p} \quad (1.59)$$

en la cual Q_p = flujo pico del hidrograma unitario para 1 cm de precipitación efectiva en m³/s.; A = área de la cuenca en km²; y t_p = tiempo al pico en hrs. En las unidades acostumbradas de los Estados Unidos la fórmula del flujo pico del SCS es:

$$Q_p = \frac{484A}{t_p} \quad (1.60)$$

en el cual Q_p = flujo pico del hidrograma unitario para 1 in. De precipitación efectiva; A = área de la cuenca en mi² y t_p = tiempo al pico en hrs.

Dado las ecuaciones 1.52 y 1.54, el tiempo al pico puede ser calculado fácilmente como sigue: $t_p = 0.5t_r + 0.6t_c$, una vez que t_p y el caudal pico Q_p han sido determinados, el hidrograma unitario adimensional SCS (fig. 1.10) es usado para determinar las ordenadas del hidrograma unitario. La forma del hidrograma unitario adimensional esta más de acuerdo con los hidrogramas unitarios que son propensos a ocurrir en la naturaleza que la forma triangular ($T_b/t_p = 8/3$) usada para desarrollar el valor del flujo pico. El hidrograma unitario adimensional tiene un valor de $T_b/t_p = 5$. Los valores de las ordenadas del hidrograma unitario adimensional SCS en intervalos de 0.2 (t/t_p) están dados en la tabla 1.11.

El método SCS provee una forma de hidrograma unitario y por lo tanto conduce a mejores resultados reproducibles que el método de Snyder. Sin embargo, la relación de T_{bt}/t_p se mantiene constante e igual a $8/3$, así mismo cuando el retardo es calculado por el método de la velocidad, la relación de t_l/t_c se mantiene constante e igual a $6/10$. Aunque esas suposiciones están basadas en una amplia gama de registros de datos, ellos dan el método inflexible en ciertos casos.

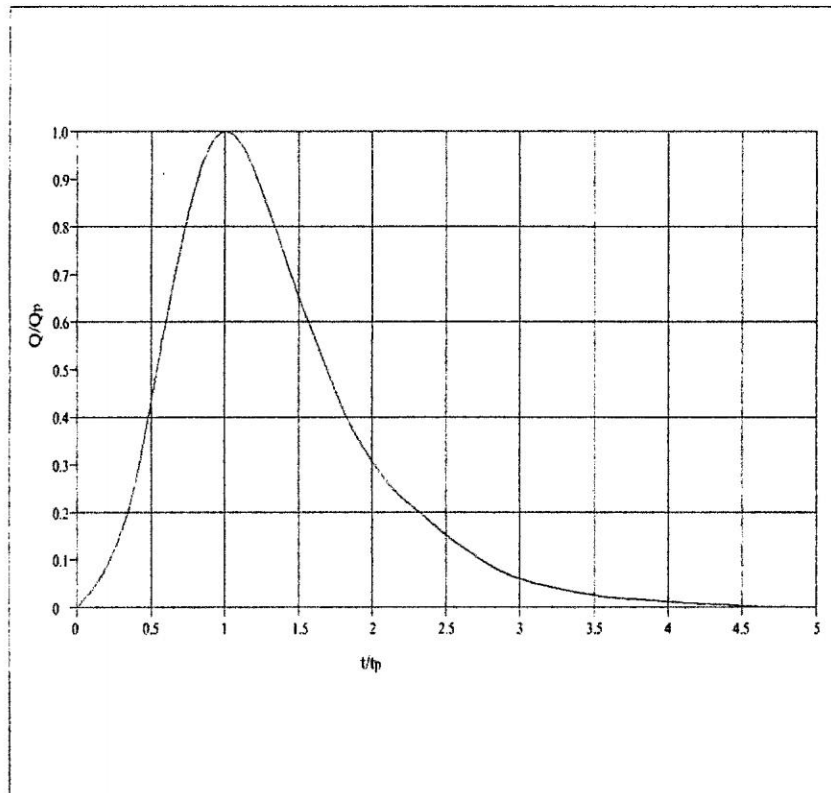


Figura 1.10 Hidrograma unitario adimensional SCS .

En particular, valores de T_{bt}/t_p diferente a $8/3$ puede conducir a otras formas de hidrogramas unitarios. Los valores mayores de T_{bt}/t_p (equivalente a los valores menores de C_p en el método de Snyder)

implica mayor almacenamiento de la cuenca. Consecuentemente, ya que el método SCS fija el valor de T_{bt}/t_p , ello debería estar limitado a cuencas medianas, en el final bajo del espectro (2.5-250 km²). El método de Snyder sin embargo proporciona una variable T_{bt}/t_p , que puede ser usado para cuencas mas grandes (desde 250 hasta 5000 km²) [10].

Tabla 1.11 Ordenadas del hidrograma unitario adimensioanal SCS

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0.0	0.00								
0.2	0.10	1.2	0.93	2.2	0.207	3.2	0.040	4.2	0.0100
0.4	0.31	1.4	0.78	2.4	0.147	3.4	0.029	4.4	0.0070
0.6	0.66	1.6	0.56	2.6	0.107	3.6	0.021	4.6	0.0030
0.8	0.93	1.8	0.39	2.8	0.077	3.8	0.015	4.8	0.0015
1.0	1.00	2.0	0.28	3.0	0.055	4.0	0.011	5.0	0.0000

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University

Los esfuerzos para extender la aplicabilidad del método SCS han conducido a la flexibilidad de la relación T_{bt}/t_p . Puede demostrarse que la relación p del volumen al pico (volumen debajo del brazo de elevación del hidrograma unitario triangular) al volumen del hidrograma unitario triangular, es el reciproco de la relación T_{bt}/t_p , por ejemplo en el caso del hidrograma unitario sintético SCS estándar, $T_{bt}/t_p = 8/3$ y $p = 3/8$. En términos de p la ecuación 1.58 puede expresarse como sigue:

$$Q_p = \frac{2pA}{t_p} \tag{1.61}$$

Lo cual convierte al método SCS en un modelo de dos parámetros parecido al método de Snyder. Consecuentemente incrementa su flexibilidad.

1.4 MODELACION DEL FLUJO EN CANALES CON HEC-HMS

1.4.1 Modelo de Onda Cinemática

La rápida residencia en las cuencas de los ríos y alrededor de las áreas de la ciudad urbana ha forzado a los hidrólogos y proyectistas del recurso hídrico y las tierras a desarrollar una variedad de métodos para analizar los problemas en hidrología urbana. Los problemas involucran el diseño y el manejo de decisiones, que son frecuentemente tan complejos por lo que requieren la aplicación de modelos matemáticos. El método de la onda cinemática para el tránsito de flujo superficial y ríos es elegido como una opción de transito adicional utilizado en el programa HEC por varias razones. Primero, aunque en una forma simple la teoría de la onda cinemática ofrece el beneficio de la respuesta no lineal sin una necesidad excesivamente complicada o procedimiento de solución pesado. Segundo, para el propósito del modelado del flujo superficial inestable, cualquier modelo requerirá importantes ajustes de los parámetros para considerar la complejidad de la cuenca y los flujos específicos que ocurren dentro de la misma. El método de la onda cinemática relaciona la cuenca y las características del flujo con los dos parámetros de tránsito α y m . Los parámetros α y m son directamente relacionados con la forma del canal, la rugosidad limite y la pendiente del canal o la superficie del flujo por tierra. También ha habido varios estudios previos que han desarrollado un

conjunto de valores apropiados de estos parámetros para una amplia gama de condiciones de borde y de flujo. Tercero, las técnicas numéricas usadas para simular los flujos superficiales y de ríos pueden solo aproximarse a la respuesta real, de los sistemas reales debido a la naturaleza compleja de las cuencas de drenaje natural y a las simplificaciones que se hacen a las matemáticas para que la ejecución del modelo sea eficiente y económica. La aproximación de la onda cinemática ha sido probada para ser un método eficiente y exacto de simulación de esorrentía de aguas de tormenta de pequeñas cuencas para tránsitos de flujo superficial y corriente en canales [Overton y Meadows, 1976].

1.4.1.1 Modelo de Flujo Inestable Utilizando el Método de la Onda Cinemática

La cinemática se define como el estudio del movimiento excluyente de la influencia de masas y fuerzas, en contraste con la dinámica, en la cual esas influencias están incluidas. Las ondas de las avenidas se pueden identificar como cualquiera de los dos tipos separados de fenómenos de onda: La onda dinámica y la onda cinemática. Aunque ambos tipos de onda están inicialmente presentes, ciertas características de una cuenca hacen que la onda cinemática sea la característica dominante de un evento de avenida.

Cuando las fuerzas de inercia y presión son importantes, las “ondas dinámicas” gobiernan el movimiento de las ondas largas en las aguas superficiales, como una extensa ola de avenida en un amplio río [Stoker, 1957].

Cuando las fuerzas de inercia y de presión no son importantes para el movimiento de la onda, las “ondas cinemáticas” gobiernan el flujo. Por esta última condición del flujo, el componente del peso (la fuerza en la dirección del eje del canal debido al peso del flujo que fluye cuesta abajo en respuesta a la acción de la gravedad) es aproximadamente equilibrada por la resistencia de las fuerzas debido a la fricción del lecho del canal (en la mayoría de los casos este es representado por la ecuación de Manning). Los flujos de esta naturaleza (onda cinemática) no se aceleran considerablemente y el flujo permanecerá aproximadamente uniforme a lo largo del canal. Ninguna superficie visible de onda será notado y el paso de la onda de avenida, como es graficado en la figura 1.11 será visto por un observador sobre el banco como una elevación aparentemente uniforme y el descenso en la elevación de la superficie del agua en un periodo de tiempo relativamente largo con respecto al tamaño de la subcuenca específica que está siendo analizada. Por lo tanto los flujos de la cinemática son clasificados frecuentemente como flujos uniformes inestables

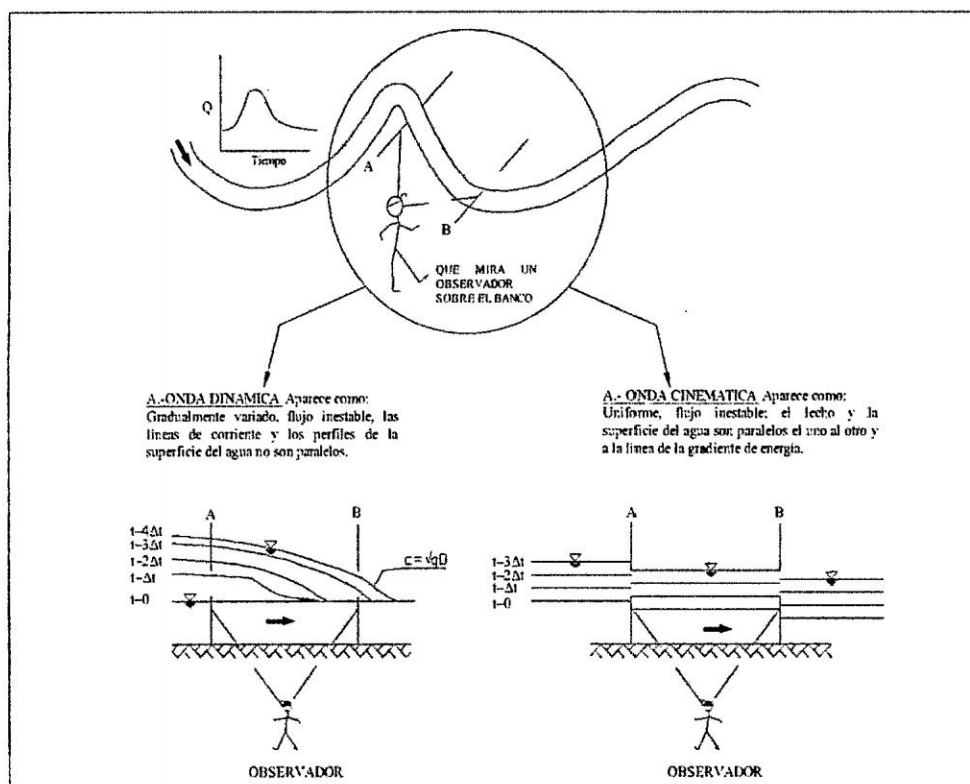


Figura 1.11 Visualización de las ondas dinámicas y cinemáticas

Las ondas dinámicas [lighthill/Whitham, 1985] normalmente tiene mayores velocidades y se atenúan más rápidamente que las ondas cinemáticas; Los flujos de las avenidas son generalmente dominados por ondas cinemáticas, aunque cualquier perturbación de la superficie envíe una “señal” aguas abajo a la velocidad de pequeñas ondas gravitatorias, esta “señal” será demasiado débil para ser detectado a cualquier distancia considerable aguas abajo. Por lo tanto, un cambio de flujo importante o “señal” es llevado como una onda cinemática a una velocidad muy lenta y la velocidad de la onda de avenida puede aproximarse a la velocidad de la onda cinemática. En este contexto una onda cinemática representa los cambios característicos en el caudal, velocidad y nivel de la superficie del

agua con el tiempo, como es observado en cualquier ubicación en un plano de flujo superficial o a lo largo de un canal de flujo.

La velocidad de pequeñas ondas gravitatorias ocurren en canales abiertos poco profundos es llamado frecuentemente como celeridad de onda $c = \sqrt{gD}$, donde la variable D es el tirante hidráulico del canal [Chow, 1959]. La relación de la velocidad del flujo $V = Q/A$ a la celeridad, se le llama número de Froude $F = V/\sqrt{gD}$, por lo tanto el número de Froude también representa la relación de las fuerzas inerciales con las fuerzas gravitatorias

Los flujos con números de Froude mayores de uno son clasificados como flujos supercríticos [Chow, 1959] y las ondas superficiales son incapaces de moverse en la dirección aguas arriba debido a que la velocidad del flujo es mayor que la celeridad de la onda c . Los flujos con números de Froude mayores de dos tienden a ser inestables, lo cual puede afectar la exactitud y aplicabilidad de las suposiciones del flujo estable para estos flujos. Sin embargo las características de la onda cinemática [Lighthill/Whitham, 1955] domina sobre aquellas ondas dinámicas para flujos con números de Froude que son menores o iguales a 2 (es decir, $F \leq 2$). De hecho, se encontraron que para $F < 1$, las ondas dinámicas decaen exponencialmente con respecto a un tiempo constante optándose definir como $V/[gS(1 - F/2)]$, donde S , es la pendiente del canal o de la escorrentía superficial. Por lo tanto, uno puede concluir que la onda cinemática es finalmente el que domina las características del flujo en los

flujos por tierra y flujos de los canales en pequeñas cuencas, cuando el número de Froude del flujo es menor de dos. Esta breve introducción a la aproximación de la onda cinemática nos conduce a la siguiente discusión y a la definición del flujo uniforme inestable

1.4.1.2 Desarrollo de las Ecuaciones que Gobiernan

Aunque las básicas ecuaciones diferenciales capaces de describir el flujo inestable gradualmente variado unidimensional fueron originalmente desarrolladas hace un siglo, ellos solo han sido recientemente aplicados (dentro de los treinta a cuarenta años) para problemas de ingeniería hidrológica en general debido a que no era posible resolver estas ecuaciones eficientemente sin una computadora de alta velocidad.

La mecánica del flujo inestable en canales abiertos se puede expresar matemáticamente en términos de las ecuaciones desarrolladas en 1970 por St. Venant. Las ecuaciones 1.62 y 1.63 son ecuaciones diferenciales parciales que pueden ser obtenidos de los principios básicos de la conservación de masa y momentum. Varias derivaciones de estas ecuaciones han sido presentadas [Chow, 1959], [Henderson 1966], [Strelkoff 1969], [Fread 1976].

1.4.1.2.1 Las Ecuaciones de St. Venant

Por continuidad:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q_L + (i - f) \text{ (canales de ancho unitario)} \quad (1.62)$$

Por momentum:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) - q_L \frac{(u - v)}{y} \quad (1.63)$$

donde:

g = aceleración de gravedad (pies/seg²)

y = tirante medio (pies)

q = caudal por achó unitario de canal (pies³/seg/pie)

x = distancia medida en la dirección del flujo aguas abajo (pies)

t = tiempo (s)

u = componente x de la velocidad media (pies/s)

i = intensidad de precipitación (pies³/seg/pie²)

f = tasa de infiltración (pies³/seg/pie²)

S_0 = pendiente promedia del fondo (pie/pie)

S_f = pendiente de la fricción definido por la ecuación de Manning

q_L = flujo lateral total del canal por longitud unitaria de canal (pies³/seg/pie²)

v = componente x de la velocidad del flujo lateral (esto se asume que es insignificante para el equilibrio total de momentum para el tránsito en canales y es por lo tanto cero).

Los cuatro términos en la ecuación 1.62 y los cinco términos en la ecuación 1.63 son seguidamente conocidos como:

Términos en la Ecuación de Continuidad (ecuación 1.62)

- Término de la tasa de elevación

- Término de almacenamiento
- Flujo lateral por longitud unitaria
- Intensidad de exceso de precipitación

Términos en la Ecuación de Momentum (ecuación 1.63)

- Término de la aceleración
- Término de la velocidad en la cabecera
- Término del tirante cónico
- Término de la pendiente del lecho menos la fricción
- Término del flujo lateral

Previo a la presentación de los detalles del método del flujo cinemático que han sido incorporados dentro del programa HEC, es importante discutir las suposiciones y requerimientos básicos asociados con las ecuaciones usadas por el flujo inestable gradualmente variado. Si estas suposiciones no son válidas para las condiciones de flujo pretendido, entonces métodos alternativos de simulación de flujo deben ser buscados.

1.4.1.2.2 Suposiciones Generales

En el desarrollo de las ecuaciones del flujo inestable en general se asume que el flujo es unidimensional en el sentido que las características del flujo tales como tirante y velocidad son consideradas a variar solo en la dirección longitudinal x del canal. Las suposiciones básicas necesarias para la validez de las ecuaciones incluyen:

1. La velocidad es constante y la superficie del agua es horizontal a través de cualquier sección perpendicular al eje longitudinal del flujo.

2. Todos los flujos son gradualmente variados con la presión hidrostática prevaleciente en todos los puntos dentro del flujo tal que toda aceleración vertical dentro de la columna de agua puede ser omitido.
3. El eje longitudinal del canal del flujo puede ser aproximado por una línea recta por lo tanto, ninguna circulación lateral secundaria ocurre.
4. La pendiente del fondo del canal es pequeño (menor de 1:10).
5. Los límites del canal pueden ser considerados como fijos no erosionado y no agrandado.
6. La resistencia al flujo puede ser descrito por ecuaciones de resistencia empíricos tal como las ecuaciones de Manning o Chezy.
7. El flujo es incompresible y homogéneo en densidad.

Las suposiciones encontradas en los artículos del 1 al 7 han sido demostrados [Strelkoff, 1969] para ser validas y aplicables a la mayoría de los flujos de canal abierto que ocurren en los ríos y arroyos naturales. La validez de la restricción presentada en la suposición 5, no son fácilmente evaluadas. La investigación está en curso para estimar los efectos globales de esta suposición. Ha sido también encontrado que el flujo superficial tal como aquellos asociados con la escorrentía del agua de tormenta pueden ser descritos por las ecuaciones 1.62 y 1.63 de la fórmula de la onda cinemática sin violación de las siete suposiciones previas [Lighthill/Whitham, 1955] [Liggett/Woolhiser, 1967]. Si los flujos laterales son mucho más significativos que el flujo del canal principal, entonces estos efectos locales

requerirán especial atención y cambios en los métodos usados actualmente en el HEC.

1.4.1.3 Discusión de los Conceptos Generales y Estructura de la Técnica del Tránsito de Avenidas de la Onda Cinemática

Una descripción conceptual general de los métodos de modelamiento de escorrentía de aguas de tormenta, usando simplificaciones de la onda cinemática, serán presentados aquí previo a las discusiones específicas de las ecuaciones y algoritmos que son utilizados. Esto ayudara al lector a entender como el modelo “visualiza” las características físicas reales de la cuenca y como este responde a la precipitación. Relaciones matemáticas específicas y técnicas de solución numérica se presentaran en una siguiente sección.

Los análisis de los problemas de escorrentía superficial son complejos no solo por la naturaleza de los eventos de tormenta específicos que ocurren sino quizá por una mayor amplitud, de la naturaleza y complejidad de la cuenca o área urbana que está siendo analizada. La descripción de las características físicas locales, geometría y respuesta del sistema podría llegar a ser una tarea titánica si uno fuera a incluir cada detalle. El concepto incorporado dentro del programa HEC, involucra la simulación de las complejidades naturales de una cuenca con un número de elementos simples, tales como planos de flujo por tierra, segmentos de corrientes y longitudes de drenaje de tormentas representativas o conductos de desagüe como se muestran en las figuras 1.12 y 1.13. Si el listado previo de las

suposiciones del flujo inestable gradualmente variado no son transgredidos entonces las combinaciones de estos elementos básicos prueban ser muy representativos del comportamiento real de la mayoría de los sistemas. Las respuestas medidas [Wooding, 1966] desde tres áreas de drenaje natural fueron comparados con los resultados calculados obtenidos desde un modelo que utilizo un simple procedimiento de transito de flujo cinemático similar a la encontrada en el HEC. Las conclusiones fueron que aunque la geometría natural de la cuenca es más complicada que la del simple modelo, la concordancia entre el hidrograma del caudal real y el calculado es muy bueno.

Para simular la respuesta de una cuenca compleja a la precipitación de eventos de tormenta un modelo matemático compuesto de combinaciones de simples componentes geométricos es construido. La aplicación atinada de esta aproximación comienza con la descripción de un flujo uniforme inestable sobre un plano idealizado, elemento de flujo por tierra de ancho unitario (llamado una franja de flujo superficial) para un número de condiciones de borde dado. Una condición de borde representa saber o asumir las condiciones de flujo que son especificados por el usuario. Luego, similares relaciones para el tránsito de flujo en canales resultado de la escorrentía de los elementos de flujo por tierra son desarrollados. Una vez que estas relaciones hayan sido desarrolladas, combinaciones de elementos simples se pueden hacer para describir la respuesta de la cuenca y subcuenca

a eventos de tormenta. La figura 1.13 resume la relación entre los tres diferentes tipos de elementos.

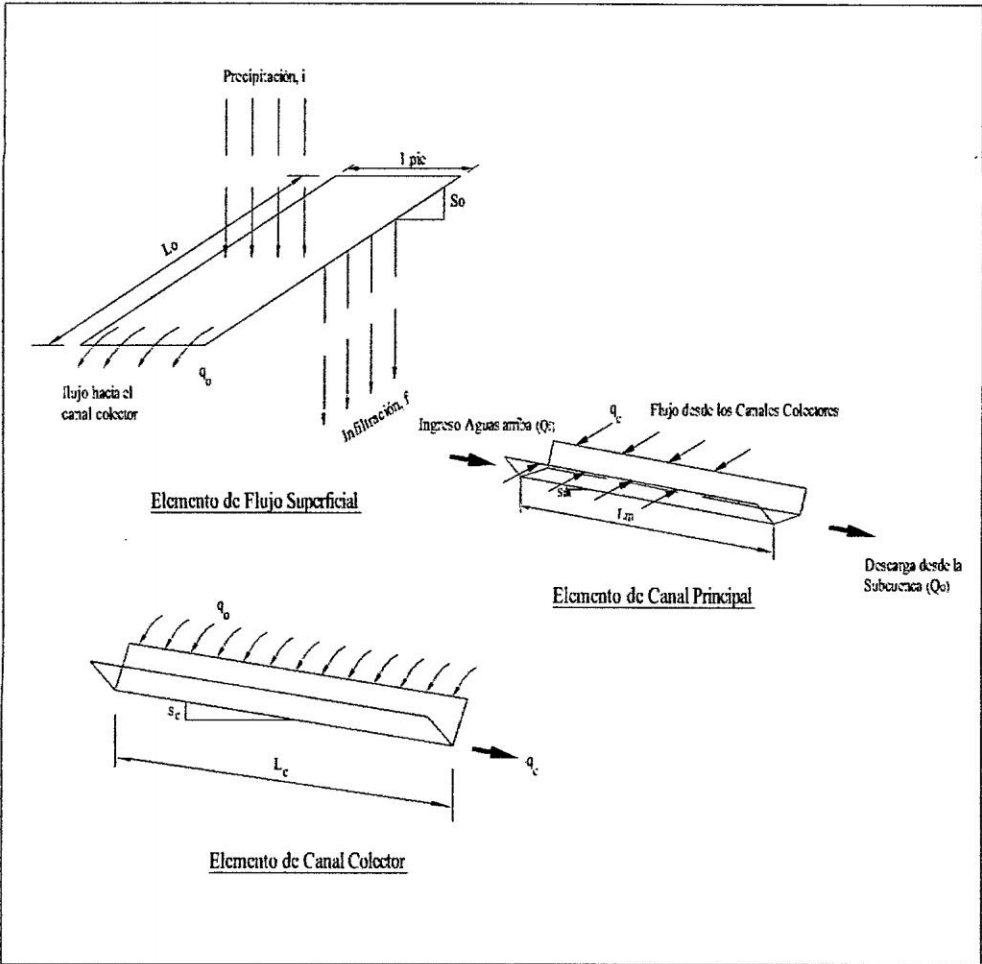


Figura 1.12 Elementos utilizados en los cálculos de la onda cinemática

Note que los flujos por tierra son manejados separadamente del flujo del canal debido a que la escorrentía por tierra demuestra las propiedades específicas del flujo laminar lo cual conduce a la formación de las ecuaciones del movimiento que difieren de la fórmula requerida por el flujo del canal colector y el canal principal. Estos flujos son calculados individualmente y luego combinados adecuadamente para preservar la

continuidad y exactitud. Estos métodos computacionales han demostrado ser muy eficiente [Harley, et al, 1972].

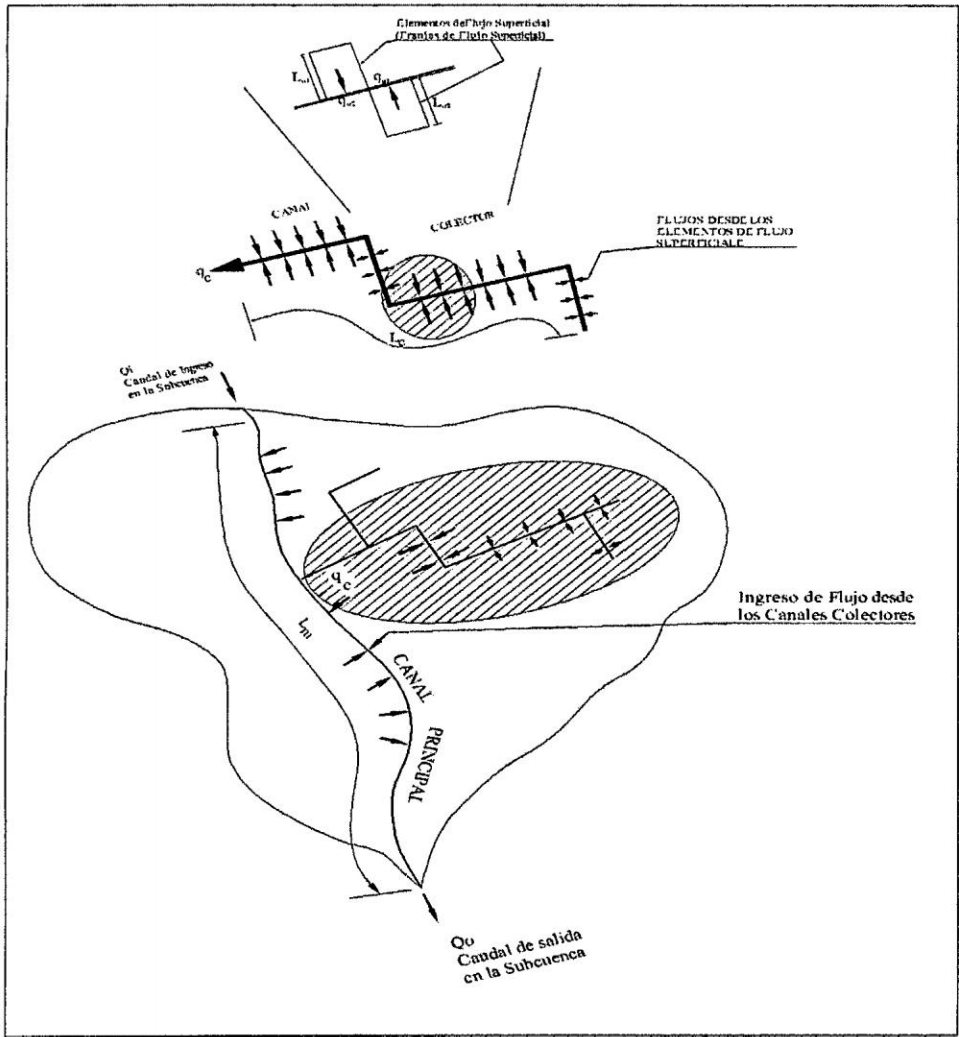


Figura 1.13 Relación entre los elementos flujos

Las figuras 1.12 y 1.13 presentan una representación esquemática de estas aproximaciones. Las ecuaciones utilizadas que rigen para estos procesos combinados de tránsito de flujo por tierra, canales y ríos son obtenidos desde las ecuaciones generales de St. Venant para el flujo no permanente gradualmente variado en canales abiertos.

Para la parte del flujo superficial del modelo. Las suposiciones de escorrentía de aguas superficiales laminares son aplicados a las ecuaciones 1.62 y 1.63, resultando en una simple forma de las ecuaciones de la onda cinemática. Simplificaciones similares son encontradas para ser validas y útiles para la parte del tránsito en canales. Intentando la representación matemática rigurosa de este fenómeno complejo (escorrentía y tránsito en canales a través de la topografía natural) se requeriría de detalles espaciales y temporales extremadamente pequeños y resultaría en un gran sistema de ecuaciones simultáneas. La forma de las ecuaciones de St. Venant de la onda cinemática proporciona una descripción simplificada del sistema físico en términos de canales y superficies con propiedades homogéneos. El concepto importante de la porción de superficie del modelo es que el agua es distribuida sobre un área amplia y a profundidades promedias muy superficiales hasta alcanzar un canal colector bien definido. En áreas urbanas, dos tipos generales de superficies de flujo superficial están presentes usualmente: permeables e impermeables. La mecánica del flujo sobre ambos tipos de superficie es similar sin embargo, las pendientes, longitud del flujo y tasas de pérdida difieren. Tejados, áreas de parqueo y superficies pavimentadas tales como calles son descritos como áreas impermeables. Césped, campos, parques, etc. Son áreas permeables. El usuario estipula el porcentaje del área total de la subcuenca que son permeables e impermeables. El modelo desarrolla los flujos de escorrentía desde la intensidad de lluvia y tasas de pérdida especificadas por las áreas

impermeables y permeables en la cuenca. Después de que la escorrentía superficial es transitada bajando la longitud de franja del flujo superficial, luego es distribuido uniformemente a lo largo del sistema colector las cuales representan riachuelos, canales, cunetas y ductos de drenaje de tormentas tales como se muestran en la figura 1.12 y 1.14. Una vez que los flujos de escorrentía ingresan al sistema colector (figura 1.14) ellos se mueven a través de él recogiendo adicionales (uniformemente distribuido) ingresos de flujo lateral desde las franjas de escorrentía adyacente. Estos colectores de flujo finalmente alcanzan un canal principal donde luego ellos son transitados como flujos de arroyo en canales abiertos a través del sistema.

Las siguientes secciones revisará los conceptos básicos asociados con las simplificaciones de la onda cinemática de la ecuación de momentum y presentará algunos criterios [Lighthill/whitham, 1955] que relacione su validez para varias condiciones de flujo. Las siguientes secciones luego presentaran los detalles de los tres segmentos diferentes de transito de flujo (transito superficial, colector y corriente principal) y cómo ellos pueden ser aplicados a problemas dentro de la hidrología urbana.

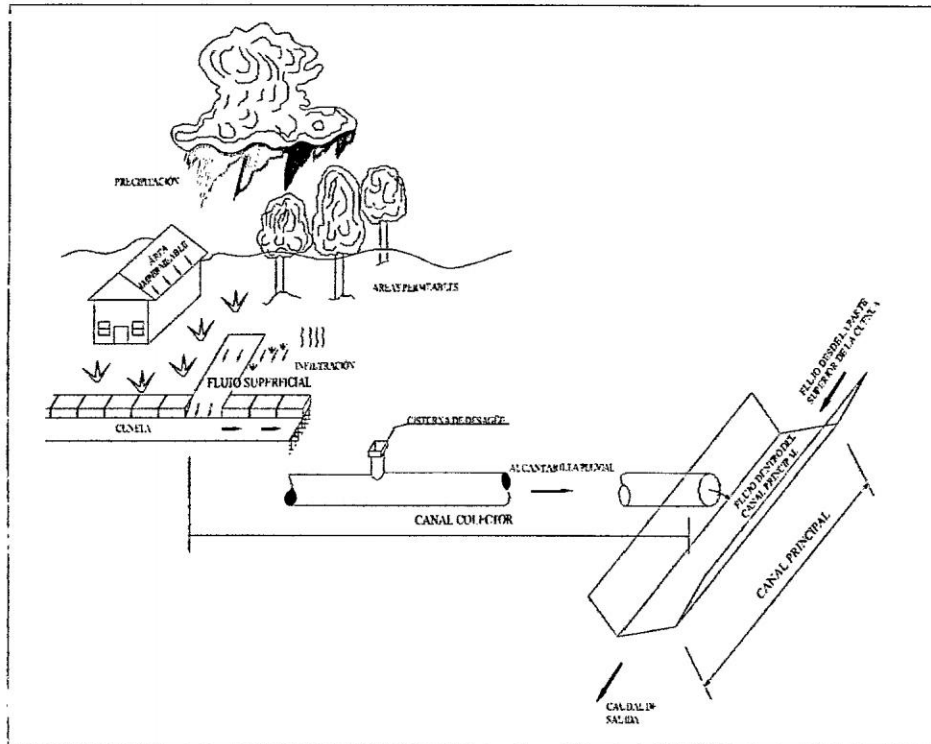


Figura 1.14 Patrón típico de drenaje urbano

1.4.1.4 La Forma de la Onda Cinemática de la Ecuación de Momentum es una Simple Relación de Caudal - Nivel

Recordar que las ondas cinemáticas ocurren cuando los términos dinámicos en la ecuación de momentum son insignificantes. Esto a uno le permite asumir que la pendiente del lecho es aproximadamente igual a la pendiente de la fricción ($S_o = S_f$). Bajo estas condiciones y si no hay ningún efecto de contracorriente apreciable, el caudal puede describirse como una función solo del tirante del flujo, para todo x y t .

$$Q = \alpha Y^m \quad (1.64)$$

Donde Q = caudal en pies³/s, α y m son parámetros de tránsito de la onda cinemática los cuales están directamente relacionados a las

características de la cuenca y el flujo. Esto se puede apreciar mejor usando una aproximación de normalización de la ecuación de momentum con un caudal uniforme estable llamado Q_n [Henderson, 1966]. Reordenando la forma normalizada de la ecuación 1.63 nos conduce a:

$$Q = Q_n \left[1 - \frac{1}{S_0} \left(\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{q_L u}{gy} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1.65)$$

si la suma de los términos a la derecha del signo menos es mucho menor que uno (es decir la presión, inercia y el ingreso de flujo local son relativamente pequeños comparados con S_0), entonces los flujos inestables son casi uniformes y pueden ser aproximados por una serie de flujos normales, es decir,

$$Q = Q_n \quad (1.66)$$

Los flujos normales de esta naturaleza se pueden describir por una relación de caudal – tirante, tal como la ecuación 1.64 [Overton/Meadows, 1976]. Este describe el flujo cinemático y proporciona un método simple para el cálculo de los flujos de escorrentía de las aguas de tormenta.

Para los números de Froude menores de dos [Lighthill/whitman, 1955], el componente dinámico decae exponencialmente y la onda cinemática finalmente domina. Como se ha mencionado en la introducción, esto significa que ninguna onda superficial observada es visible. Solo la elevación y caída de la superficie del agua puede ser visto figura 1.11. Un estudio [Liggett/Woolhiser, 1967] sobre las características de un hidrograma de elevación para una gran variedad de condiciones de flujo ha demostrado

que el componente dinámico en la ecuación 1.65 es bastante desalentador y será omitido, siempre y cuando:

$$k = \frac{S_0 L}{y F^2} > 10 \quad (1.67)$$

donde:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

Y = tirante medio

S_0 = pendiente del lecho

k = numero de flujo cinemático adimensional

L = longitud del plano

La evaluación empírica de k es difícil porque es laborioso estimar L , y ó F precisamente por las condiciones naturales del flujo sin recolectar las mediciones de campo. Los resultados de los estudios [Liggett/Whoolhiser, 1967] permite que la ecuación 1.63 se simplifique grandemente. Estos resultados son resumidos en la figura 1.15 (donde Q y t son respectivamente adimensionales, caudal $Q = \left(q_L \frac{L}{Vg} \right)$ y tiempo $t = \frac{tV}{L}$).

Para un valor de $k=10$ un error aproximado del diez por ciento en el cálculo del hidrograma de caudal resultaría suprimiéndose los términos dinámicos de la ecuación de momento. Note que a medida que k se incrementa más de diez, en cambio, el error en el caudal decrece rápidamente. Una solución “cinemática pura” resulta cuando k se aproxima

al infinito, pero para propósitos de la ingeniería los flujos caracterizados para $k > 10$ pueden aproximarse razonablemente bien con la forma de la onda cinemática de la ecuación de momentum, es decir ecuación 1.64. Continuando con las investigaciones intentaremos desarrollar métodos prácticos de evaluación de k y por lo tanto, la aplicabilidad de las simplificaciones de la onda cinemática desde datos típicos de cuencas y condiciones de flujo.

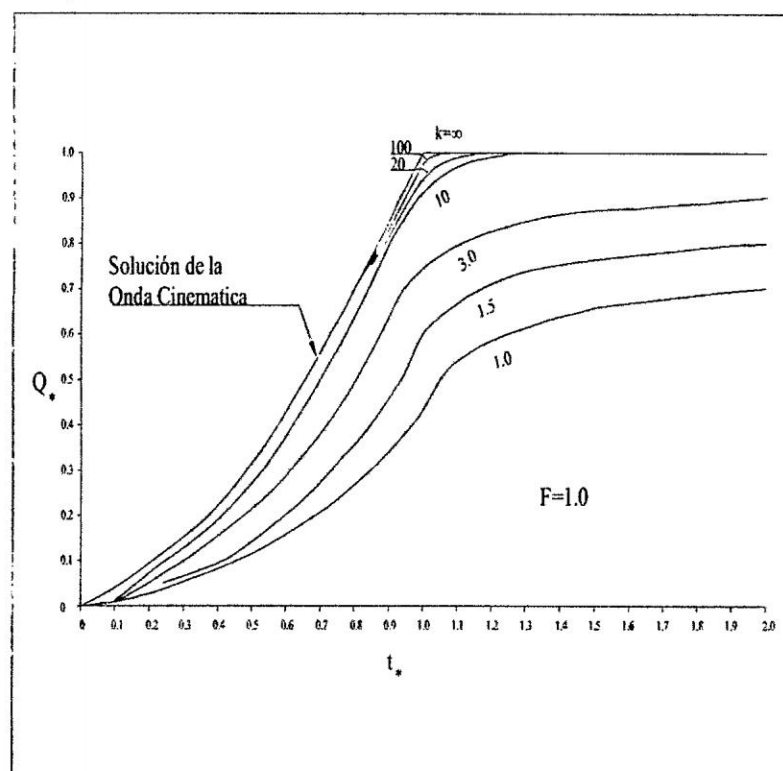


Figura 1.15 El Hidrograma de elevación – variando con k , para $F = 1$ [Liggett/Woolhiser, 1967]

1.4.1.5 Desarrollo de α y m Para Varias Formas de Sección Transversal

Las siguientes secciones presentaran ejemplos de obtener α y m para las diferentes formas de sección considerados por el HEC-HMS

1.4.1.5.1 Relación del Flujo Superficial

La ecuación de la onda cinemática para un segmento de flujo superficial sobre un amplio plano con flujos muy superficiales puede obtenerse de la ecuación de Manning y la ecuación 1.64. Considerar el flujo bajar por una franja de flujo superficial de ancho unitario como se muestra en la figura 1.12. El caudal estable de una franja unitaria puede ser descrito con la relación de Manning.

$$Q = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} A \quad (1.68)$$

donde aquellos flujos muy superficiales que están a una profundidad de y_0 , R (radio hidráulico) y A son simplemente $(y_0 * 1)/1$ y $(y_0 * 1)$ respectivamente. La sustitución de estos valores de R y A en la ecuación 1.68 nos da:

$$Q = \frac{1.486}{N} S_0^{1/2} y_0^{5/3} \quad (1.69)$$

Note también que la n de Manning a sido reemplazada con un apropiado N que describe las propiedades de la escorrentía superficial que está siendo modelada. Los valores de N son usualmente mayores que la n de Manning. La tabla 1.12 presentada sugiere rangos de valores de N para varias condiciones de superficie. Estos valores fueron obtenidos previas investigaciones en campo y laboratorio para el flujo superficial.

Debido a que el caudal presentado en la ecuación 1.69 es por ancho unitario uno puede sustituir la definición anterior de Q por q (ver la

ecuación 1.63 para las unidades) para obtener el caudal en términos del flujo por ancho unitario.

$$q = \left(\frac{1.468}{N} S_0^{1/2} \right) y_0^{5/3} \quad (1.70)$$

Reescribiendo la ecuación en términos del caudal por ancho unitario donde los subíndices “o” indican las variables asociadas con los flujos superficiales.

$$q_0 = \alpha_0 y_0^{m_0} \quad (1.71)$$

donde:

$$\alpha_0 = \left(\frac{1.486}{N} S_0^{1/2} \right)$$

$$m_0 = 5/3$$

S_0 = pendiente promedio del elemento de flujo superficial

y_0 = profundidad media para el flujo superficial

α_0 = medio de transporte de la superficie de escorrentía en particular, pendiente y rugosidad.

Debido a que hay dos incógnitas en la ecuación 1.71 se requieren otras relaciones para una aproximación matemática y una solución completa. Una forma de la ecuación de continuidad (ecuación 1.62) provee la segunda ecuación necesaria para completar la solución.

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} + \frac{\partial q_0}{\partial x} = (i - f) \quad (1.72)$$

donde:

$(i - f)$ = tasa de exceso de precipitación (precipitación-infiltración) en pies/s.

q_0 = caudal por ancho unitario en $\text{pies}^2/\text{s}/\text{pie}$

t = tiempo en s.

y = tirante medio del flujo superficial en *pies*

Ambas ecuaciones 1.71 y 1.72 forman las ecuaciones de la onda cinemática completa para el flujo superficial. Si la ecuación 1.71 es sustituida en la ecuación 1.72 obtenemos.

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} + \alpha_0 m_0 y_0^{(m_0-1)} \frac{\partial y_0}{\partial x} = i - f \quad (1.73)$$

el cual tiene sólo una variable dependiente así que esto puede ser resuelto para una relación dada de y_0 en términos de x , t y el exceso de intensidad de precipitación $(i - f)$. Una vez que y_0 es hallado, este puede ser sustituido atrás en la ecuación 1.71 para obtener un valor de q_0 . Este procedimiento provee la información necesaria para poder determinar el caudal en función del tiempo de los elementos del flujo superficial.

1.4.1.5.2 Relación de Tránsito del Colector y el Canal Principal

Para el sistema colector (los cuales representan riachuelos, drenajes de tormenta, y ductos de desagüe) y segmentos de canales de corriente, las formas simples de sección transversal han sido usadas para simular canales prototipos. Se ha encontrado que el uso apropiado de formas simples de canales triangular, trapezoidal y circular, proporcionan una representación exacta de respuesta al prototipo.

Tabla 1.12 Parámetros de resistencia efectiva para el flujo superficial

Superficie	Valor de N	Fuente
Asfalto/Concreto	0.05 – 0.15	a
Suelo Desnudo Compactado Libre de Piedras	0.10	c
Barbecho - Sin Residuo	0.008 – 0.012	b
Labranza Convencional - Sin Residuo	0.06 – 0.12	b
Labranza Convencional - Con Residuo	0.016 – 0.22	b
Arado de Cincel - Sin Residuo	0.06 – 0.12	b
Arado de Cincel - con residuo	0.10 – 0.16	b
Arado con Disco – Sin Residuo	0.30 – 0.50	b
Siembra Directa – Sin Residuo	0.04 – 0.10	b
Siembra Directa (20 a 40 % cubierta de residuo)	0.07 – 0.17	b
Siembra Directa (60 a a100% cubierta de residuo)	0.17 – 0.47	b
Pastizales con Escasos Residuos:		
0% cubierta	0.05 – 0.25	b
20% cubierta	0.05 – 0.25	b
Escasa Vegetación	0.053 – 0.13	f
Pradera de Césped Corto	0.10 – 0.20	f
Pobre Cobertura de pasto moderadamente áspera	0.30	c
Superficie Desnudo		
Césped Ligero	0.20	a
Cobertura de Grass media	0.4	c
Césped Denso	0.17 – 0.8	a,c,e,f
Grass densa	0.17 – 0.30	d
Grass Bermuda	0.30 – 0.48	d
Arbustos Densos y Basura forestal	0.4	a
Leyenda: a) Harley (1975), b) Engman (1986), c) Hathaway (1945), d) Palmer (1946), e) Ragan y Duru (1972), f) Woolhiser (1975), [Hjemfelt, 1986]		

Los flujos que ingresan a los colectores y a los canales principales de corriente consisten tanto de los flujos de las secciones aguas arriba y el ingreso de los flujos laterales de la superficie de la cuenca adyacente. Sus pendientes, longitud, dimensiones de la sección transversal, forma y el valor “n” de Manning describen estos canales representativos. El “n” de Manning estándar es usado aquí debido a que el colector y la corriente principal se comportan mayormente como flujos en canales abiertos normales. La forma básica de las ecuaciones de la onda cinemática para el tránsito del colector y la corriente principal son similares a aquellos desarrollados para el flujo superficial (ecuaciones 1.71 y 1.72). Las

ecuaciones de la onda cinemática para el tránsito del colector y la corriente principal del canal son:

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial x} = q_0 \quad (1.74)$$

$$Q_c = \alpha_c A_c^m \quad (1.75)$$

donde:

A_c = sección transversal del área del flujo en pies^2

Q_c = caudal en pies^3/s

q_0 = ingreso de flujo lateral por longitud unitaria en $\text{pies}^3/\text{s}/\text{pie}$ desde la franja de flujo superficial

t = tiempo en s.

x = distancia a lo largo de la corriente principal en pies

α_c, m_c = parámetros de la onda cinemática para una forma de sección transversal particular

El lector debe notar que las variables del subíndice usadas arriba son para un típico canal colector y son indicadas como tal con el subíndice c . Idénticas relaciones serán usadas para transitar en el canal principal pero uno podría identificarlos separadamente con un subíndice tal como m para indicar el canal principal.

1.4.1.5.3 Determinación de α_c y m_c para los Colectores y Canales Principales

Los valores de α_c y m_c serán diferentes para cada forma diferente de sección transversal y variará con el n de Manning efectivo y la pendiente del canal. Las formas básicas de canal consideradas por el programa HEC son el

trapezoide y el círculo. La variación de la pendiente del lado y el ancho del fondo de la sección trapezoidal permiten a uno desarrollar formas de canales rectangulares y triangulares. Estas formas son presentadas en la figura 1.16.

Como se ha realizado para el desarrollo de los parámetros de flujo superficial α_0 y m_0 uno necesita definir los valores apropiados de α_c y m_c para el sistema colector y el canal principal. En lugar de obtener todos los valores de α_c y m_c para cada sección de forma diferente, una guía fácil desarrollada para una sección triangular simple se presentará como un ejemplo. Los resultados para las formas restantes serán presentados someramente debido a que sus obtenciones siguen los mismos procedimientos.

1.4.1.5.4 Sección Triangular

La obtención de α_c y m_c para una forma de canal triangular comienza con la descripción de R_c y A_c en la ecuación 1.68 para una sección transversal de forma triangular. El lector debe referirse a la figura 1.16 y a la definición de los términos después de las ecuaciones 1.74 y 1.75.

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = (\text{Área de la sección transversal del triángulo} / \text{Perímetro mojado}) =$$

Radio Hidráulico

donde:

$$P_c = 2(\sqrt{1+z^2}) * y_c = \text{perímetro mojado}$$

$$A_c = \frac{1}{2}(2y_c * z) * y_c = zy_c^2 = \text{área de la sección transversal}$$

z = relación de la pendiente del lado

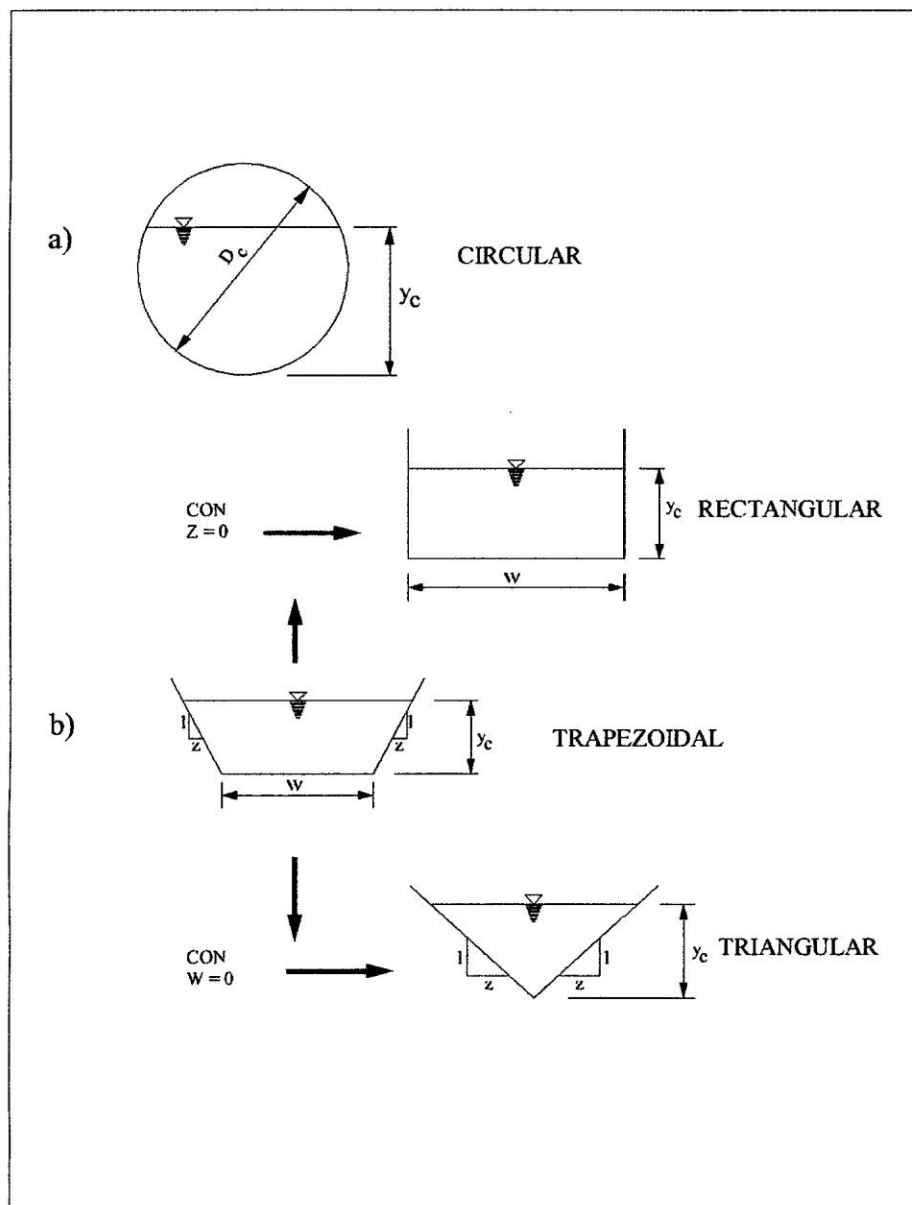


Figura 1.16 Dos formas básicas de canales y sus variaciones usadas por el HEC para el tránsito de la onda cinemática

Ahora los valores de A_c y R_c pueden ser sustituidos en la ecuación 1.68

$$Q_c = \frac{1.486}{n} S_c^{1/2} \frac{A_c^{2/3}}{P_c^{2/3}} A_c = \frac{1.486 S_c^{1/2}}{n} \frac{A_c^{5/3}}{P_c^{2/3}} \quad (1.76)$$

Definiendo a φ como $\frac{1.486 S_c^{1/2}}{n}$, y sustituyendo el valor asignado de

A_c y P_c en la ecuación 1.76 y simplificándolo nos da:

$$Q_c = \varphi \frac{z^{5/3} y_c^{10/3}}{2^{2/3} (1+z^2)^{1/3} y_c^{2/3}} = \varphi \frac{z^{1/3} (z^{4/3} y_c^{8/3})}{2^{2/3} (1+z^2)^{1/3}} \quad (1.77)$$

$$Q_c = \frac{1.486 S_c^{1/2}}{1.587 n} \left(\frac{z}{1+z^2} \right)^{1/3} (z^* y_c^2)^{4/3} \quad (1.78)$$

$$Q_c = \frac{0.94 S_c^{1/2}}{n} \left(\frac{z}{1+z^2} \right)^{1/3} A_c^{4/3} \quad (1.79)$$

La ecuación 1.79 se puede escribir ahora en la forma de la ecuación 1.75:

$$Q_c = \alpha_c A_c^{m_c} \quad (1.80)$$

donde:

$$\alpha_c = \frac{0.94 S_c^{1/2}}{n} \left(\frac{z}{1+z^2} \right)^{1/3}$$

$$m_c = \frac{4}{3}$$

1.4.1.5.5 Sección Rectangular

Una forma rectangular es obtenida estipulando que z en la figura 1.16b es cero. Esto produce un canal de ancho de pie w con paredes verticales. Estas formas pueden representar canales hechos por el hombre y secciones rectangulares de concreto de drenaje. Siguiendo los procedimientos similares a las que produjeron las ecuaciones 1.79 y 1.80, dos relaciones separadas para las formas rectangulares son fácilmente obtenidas. Una relación es para un canal rectangular muy amplio donde w es

mucho más grande que la profundidad y_c , y la otra relación es para un canal rectangular que pueda tener los anchos y el tirante semejantes, es decir $w \approx y_c$.

Para el caso de un canal ancho poco profundo:

$$\alpha_c = \frac{1.486 S_c^{1/2}}{n} w^{-2/3} \quad (1.81)$$

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

Para el canal rectangular donde $w \approx y_c$

$$\alpha_c = \frac{0.72 S_c^{1/2}}{n} \quad (1.82)$$

$$m_c = \frac{4}{3}$$

1.4.1.5.6 Sección trapezoidal

La sección trapezoidal es una de las dos secciones básicas consideradas por lo general clave en HEC. Las modificaciones de la forma trapezoidal producen las alternativas triangular y rectangular definidas anteriormente. Cuando se describe una sección trapezoidal es importante definir la pendiente de los lados z y el ancho del fondo exactamente (figura 1.16). No es posible deducir una relación simple de α_c y m_c de las propiedades geométricas solas, así que es necesario volverlo a adecuar α_c y m_c para la ecuación de Manning de dos o más tirantes y_c y el uso de técnicas numéricas de ajuste de estos valores de la ecuación cinemática para obtener los valores de α_c y m_c para varias condiciones de flujo.

Ecuación de la onda cinemática:

$$Q_c = \alpha_c A_c^{m_c}$$

Ecuación de Manning para un trapecoide:

$$Q_c = \frac{1.486 S_c^{1/2}}{n} (A'_c)^{5/3} \left[\frac{1}{w + zy_c (1 + z^2)^{1/2}} \right]^{2/3} \quad (1.83)$$

donde:

A'_c = área efectiva de la sección transversal a una profundidad y_c

los valores de m_c varían desde 4/3 para una sección triangular hasta 5/3 para una sección rectangular ancha.

1.4.1.5.7 Sección Circular

Las secciones circulares pueden ser utilizadas para modelar ductos de desagüe o de tormentas en áreas urbanas. Las siguientes relaciones de α_c y m_c fueron obtenidos [Resources analysis, inc., 1975] para secciones circulares típicas tales como la que se muestra en la figura 1.16a, la cual se aplica a secciones de ductos fluyendo a menos del 90 por ciento llenos.

$$\alpha_c = \frac{0.804 S_c^{1/2}}{n} D_c^{1/6} \quad (1.84)$$

$$m_c = 1.25$$

D_c = diámetro de la sección circular en **pies**

1.4.1.6 Solución Numérica de las Ecuaciones de la Onda cinemática

El programa HEC resuelve las ecuaciones de la onda cinemática usando técnicas numéricas de diferencias finitas. Los detalles de estas técnicas, que se han perfeccionado tras años de desarrollo y pruebas, están disponibles en varias fuentes [Harley, 1975] [Resource Analysis, Inc., 1975], [Bras, 1973]. Al igual que con los procedimientos numéricos estándares, el tiempo es discretizado en pasos constantes de Δt y la distancia en pasos de Δx . El exceso de lluvia $(i - f)$ se asume constante dentro de cada paso de tiempo Δt , pero cambia de un paso del tiempo hacia otro paso de tiempo, para simular la variabilidad de ocurrencia dentro de un evento de tormenta.

Recordar que las ecuaciones 1.74 y 1.75 fueron las ecuaciones de la onda cinemática para el tránsito del colector y el canal principal. Si la ecuación 1.75 es sustituido en la ecuación 1.74, la relación siguiente, el cual tiene a A_c como la única variable dependiente, se obtendrá:

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} + \alpha_c m_c A_c^{(m_c-1)} \frac{\partial A_c}{\partial x} = q_0 \quad (1.85)$$

La solución numérica de la ecuación 1.85 produce una relación de A_c en términos de x , t y q_0 . Estos valores de A_c luego pueden ser sustituidos en la ecuación 1.75 para resolver Q_c . Este simple procedimiento (descrito anteriormente para el flujo superficial) nos permite el cálculo de Q_c como una función del segmento de longitud L_c y tiempo t . Por lo tanto uno puede describir el hidrograma del caudal de cada uno de los segmentos

que tienen longitud L_c . Si estas descargas, Q_c representan las descargas de los canales colectores locales, entonces el HEC los distribuirá uniformemente como flujo lateral en el canal principal o riachuelo como se muestran en las figuras 1.12 y 1.13. Luego el cálculo del resultado del hidrograma de caudal del canal principal o riachuelo es realizado de una manera idéntica a como se ha presentado recientemente. Las ecuaciones utilizadas deben ser idénticas a las ecuaciones 1.84 y 1.85 excepto el subíndice c que debe ser reemplazado con m en todas partes a través de las ecuaciones 1.84 y 1.85. Este proporciona un procedimiento simple y sencillo para el cálculo primero del flujo superficial luego del flujo a través del sistema de canales colectores y finalmente las descargas en la corriente principal

1.4.1.7 Solución de la Ecuación de la onda Cinemática por Diferencias Finitas

El movimiento de una onda de crecida aguas abajo de una corriente o a lo largo de un flujo superficial por tierra puede ser seguido monitoreando los tiempos y las ubicaciones donde ocurran las elevaciones específicas de la superficie del agua y el caudal. Por ejemplo si el ingreso de flujo lateral es asumido cero para un momento. Una onda de crecida puede ser seguida en el tiempo anotando los tiempos cuando un flujo de una magnitud dada o tirante de una magnitud dada ocurra en estaciones sucesivas aguas abajo a lo largo del canal. Los métodos del tránsito de avenidas tal como el método de la onda cinemática usado en el HEC dependen de ciertas técnicas numéricas para resolver las ecuaciones que gobiernan, las cuales describen el

movimiento, elevación y características del caudal de una onda de avenida tal como se propaga aguas abajo. Las discusiones de varios de los diferentes métodos actualmente en uso para estudios de la ingeniería hidrológica están disponibles [Overton/Medows, 1976] [Mahmood/Yevjevich, 1975]. El método actualmente empleado por el programa HEC para resolver las ecuaciones que gobiernan es un método de diferencias finitas.

Un método de diferencias finitas (FDM) presenta como una “aproximación razonable de puntos” a las ecuaciones diferenciales parciales que gobiernan. El FDM utiliza ecuaciones diferenciales simples, las cuales reemplazan a las ecuaciones diferenciales parciales por una serie de puntos de malla fijas ubicados en el plano espacio-tiempo ($x-t$) (figura 1.17). La intersección de las líneas en la figura 1.17 define los puntos del tiempo y el espacio en la cual el caudal y la elevación superficial del agua son calculados. Las líneas paralelas al eje x son llamados líneas del tiempo, y las líneas paralelas al eje t son líneas del espacio. El modelo formado por las intersecciones de las líneas del tiempo y del espacio es llamado la “red computacional” Aquellos puntos que son marcados por puntos sólidos representan puntos de cálculo (llamado nudos). La solución de las ecuaciones que gobiernan por medio del FDM serán calculados en cada uno de estos nudos. Los cálculos avanzan a lo largo en la dirección agua abajo para cada paso de tiempo Δt hasta que todo el flujo y los niveles sean calculadas a lo largo de la distancia total L . Luego el cálculo es avanzado

adelante en el tiempo para un Δt y los cálculos para el caudal y la elevación superficial del agua son realizados una y otra vez.

También son mostradas en la figura 1.17 las soluciones curvas (las líneas punteadas) que representan las soluciones obtenidas desde otro método llamado “el método de las características”. El método de las características no es una técnica de solución alterna disponible en el HEC. Como se puede ver en la figura 1.17, las soluciones curvas (llamadas curvas características) no se intersecan siempre en un nudo donde el tiempo igualmente espaciado y las líneas del espacio se intersecan. Debido a esto una interpolación adicional sería necesaria para obtener las soluciones en los nudos igualmente espaciados. Para evitar esta interpolación el método de las características no es usado en el HEC. Esto es mencionado aquí sin embargo, porque las curvas características representan las ubicaciones en el plano $x-t$ donde las propiedades específicas del flujo, tales como la celeridad de onda c , permanecen constante para cada paso de tiempo Δt . La importancia de esto es mostrada debajo cuando los métodos específicos de solución numérica (de la forma estándar y la forma conservativa de las ecuaciones que gobiernan) son explicados. Hay métodos detallados disponibles para la aproximación de derivadas por diferencias finitas [Carnahan, et. al., 1969]. Simplemente combinando las aproximaciones de diferencias finitas adecuadamente para las derivadas de primer y segundo orden, las ecuaciones diferenciales parciales completas tales como las ecuaciones 1.75 y 1.85, pueden ser remodeladas en términos de diferencias

finitas en lugar de derivadas parciales, estas ecuaciones nuevas son aproximaciones de las ecuaciones originales pero ahora están en una forma que puedan ser fácilmente manejables numéricamente con la ayuda de computadoras de alta velocidad.

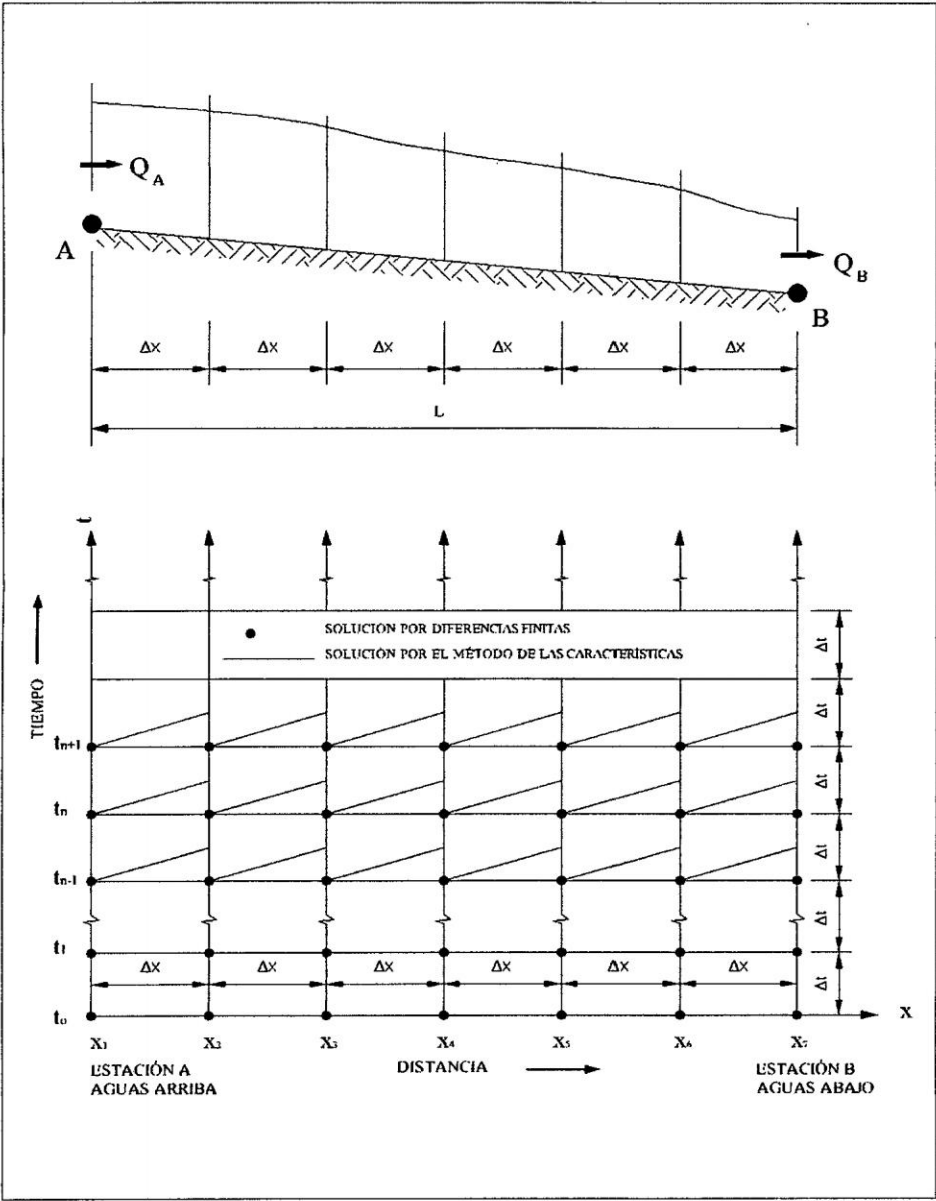


Figura 1.17 Curvas características sobre una malla fija de Δx y Δt

Como un ejemplo del procedimiento, la derivada parcial de primer orden $\partial Q/\partial x$ es aproximado utilizando un método de diferencias finitas hacia atrás.

$$\frac{\partial Q}{\partial X} \approx \frac{\Delta Q}{\Delta x} \approx \frac{Q_{i,j} - Q_{i-1,j}}{\Delta x} \quad (1.86)$$

En las secciones siguientes se discutirán cuan similar son las aproximaciones por diferencias finitas aplicados a la solución de las ecuaciones que gobiernan la onda cinemática en el espacio y el tiempo.

Las ecuaciones que gobiernan desarrollado en las anteriores secciones, consisten de un par de ecuaciones para cada uno de los diferentes tipos de los elementos de flujo; es decir, las ecuaciones 1.71 y 1.73 para los elementos de flujo por tierra. Las ecuaciones 1.74 y 1.75 para los elementos colectores y dos ecuaciones adicionales idénticas a las ecuaciones 1.74 y 1.75 (solo con diferentes subíndices) para los elementos de tránsito del canal principal. En lugar de tratar cada uno de estas tres parejas de ecuaciones separadamente, la solución detallada será desarrollada para un solo grupo debido a que todos ellos son básicamente las mismas.

El HEC maneja cada uno de estos tres tipos diferentes de elementos de flujo usando la siguiente secuencia computacional: comienza los cálculos con la determinación del flujo por tierra los cuales son luego ingresados como flujo lateral uniformemente distribuido en los elementos colectores que a su vez, modifica los flujos y se distribuyen éstos uniforme y lateralmente a lo largo del canal principal. El canal principal transita la onda de avenida al final a través de la subcuenca. Una combinación de

varias subcuencas por lo tanto permite la descripción completa de una cuenca íntegra durante un evento de tormenta.

1.4.1.8 Forma estándar de la Ecuación de la Onda Cinemática

Considerando la ecuación 1.74, la cual es la ecuación de continuidad y la ecuación 1.75 que relaciona el flujo Q_c dentro de un elemento colector con el área de la sección transversal del canal colector A_c . Se asume que los coeficientes de la onda cinemática α_c y m_c son constantes para cualquier sistema dado, de los elementos del canal. Diferenciando el flujo de la ecuación 1.75 con respecto al eje x y sustituyendo este en la ecuación 1.74 nos da:

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} + \alpha_c m_c A_c^{m_c-1} \frac{\partial A_c}{\partial x} = q_o \quad (1.87)$$

Note que la ecuación 1.87 es la misma que la anterior ecuación 1.85 obtenida. Referente a la figura 1.18, el área A_c es conocida en los puntos sobre la malla del espacio – tiempo para los tiempos anteriores a los tiempos actuales (designados por el índice j) y en los puntos en el espacio anterior a la ubicación actual (indicada por el índice i). Por lo tanto el índice (i, j) corresponden a las coordenadas del espacio y el tiempo actual. Los tiempos futuros y las ubicaciones del espacio que son avanzados por un Δt y un Δx son indicados como $j+1$ e $i+1$, respectivamente. Similarmente un tiempo anterior y una ubicación en el espacio debe corresponder a un punto sobre la malla del espacio – tiempo indexado por $(i-1, j-1)$, de esta

manera cada punto (o nudo) en la malla del espacio-tiempo puede ser indicado por un subíndice doble de *i*es y *j*otas. Esto permite a uno reescribir las ecuaciones diferenciales parciales en términos de aproximaciones diferenciales finitas de cantidades conocidas (ubicados en los tiempos y puntos del espacio anteriores) y cantidades desconocidas (tiempo y puntos del espacio actuales). Por lo tanto el área A_c en el punto *B* de la figura 1.18 sería designado como $A_{c(i-1,j)}$, en el punto *C* $A_{c(i-1,j-1)}$, en el punto *D* $A_{c(i,j-1)}$, y así sucesivamente. Con este acomodo uno puede ahora expresar las ecuaciones que gobiernan en términos de diferencias finitas usando el

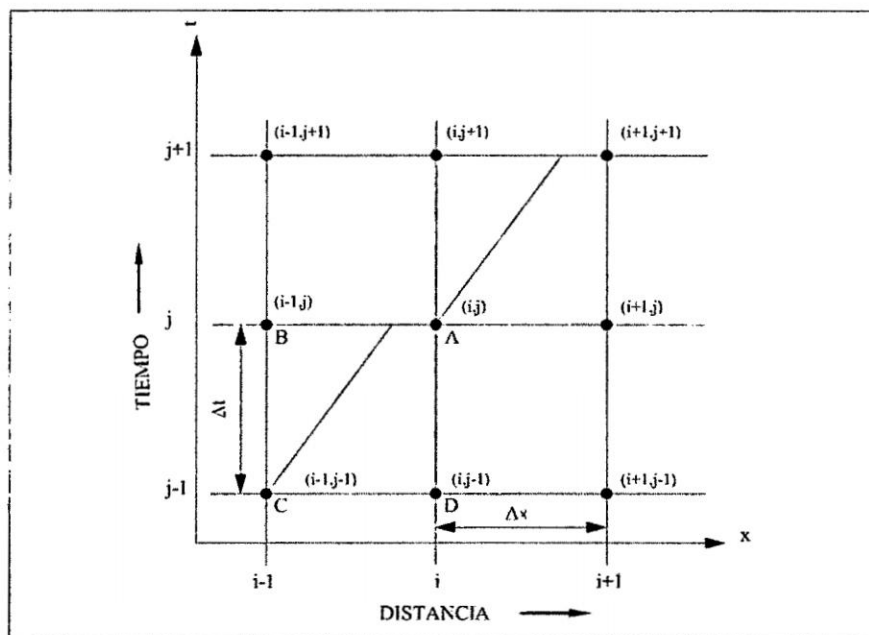


Figura 1.18 Grilla del espacio-tiempo utilizado por el método de diferencias finitas

esquema de indexación anteriormente definida y resolver para los valores de A_c y Q_c en el “punto actual *A*” en la figura 1.18.

$$\alpha m A^{m-1} \frac{\partial A}{\partial x} \approx \alpha m A^{m-1} \frac{\Delta A}{\Delta x} = \alpha m \left(\frac{A_{(i,j-1)} + A_{(i-1,j-1)}}{2} \right) \left(\frac{A_{(i,j-1)} - A_{(i-1,j-1)}}{\Delta x} \right) \quad (1.88)$$

donde la diferencial del área A en la dirección x es tomada como la diferencia entre los valores conocidos en los puntos C y D de la figura 1.18. Además el término área, la cual esta elevada a la potencia $(m-1)$ en la ecuación 1.88 se considera que es un área promedio entre los puntos C y D en la figura 1.18.

Considerando la derivada del término $\partial A / \partial t$ con respecto al tiempo en la ecuación 1.87. Ello es evaluado entre los puntos A y D (figura 1.18), por lo tanto:

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx \frac{\Delta A}{\Delta t} = \left(\frac{A_{(i,j)} - A_{(i,j-1)}}{\Delta t} \right) \quad (1.89)$$

el término del flujo lateral q es manejado como un ingreso de flujo lateral promedio lo cual ocurre dentro de un paso de tiempo Δt y se define como q aquí para simplificar la forma final de la ecuación.

$$q \approx \frac{q_{(i,j)} + q_{(i,j-1)}}{2} = \bar{q} \quad (1.90)$$

Combinando las ecuaciones 1.88, 1.89 y 1.90 genera la forma completa de las diferencias finitas de la ecuación diferencial parcial original 1.87.

$$\frac{A_{(i,j)} - A_{(i,j-1)}}{\Delta t} + \alpha m \left(\frac{A_{(i,j-1)} + A_{(i-1,j-1)}}{2} \right)^{(m-1)} \left(\frac{A_{(i,j-1)} - A_{(i-1,j-1)}}{\Delta x} \right) = \bar{q} \quad (1.91)$$

$A_{i,j}$ es la única cantidad desconocida en la ecuación 1.91, que puede ser por lo tanto separado y directamente resuelta por:

$$A_{(i,j)} = \bar{q}\Delta t + A_{(i,j-1)} - \cos \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\frac{A_{(i,j-1)} + A_{(i-1,j-1)}}{2} \right)^{(m-1)} (A_{(i,j-1)} - A_{(i-1,j-1)}) \quad (1.92)$$

Una vez que $A_{i,j}$ sea conocido, el correspondiente flujo $Q_{i,j}$ puede ser calculado de la ecuación 1.75. Este proporciona un método sencillo de calcular los caudales variando el tiempo a lo largo del canal.

1.4.1.9 Forma Conservativa de la Ecuación

La anterior “forma estándar” de las ecuaciones se aplican en la mayoría de las situaciones donde la celeridad de onda promedia c , es menor que la relación del espacio calculado con el paso del tiempo, es decir $c < (\Delta x / \Delta t)$. Estos corresponden a una solución debajo de una diagonal que conecta los puntos C y A en la figura 1.18. Cuando c es menor que $\Delta x / \Delta t$, este procedimiento proporciona una aproximación exacta de las características de la onda cinemática de una onda de avenida, y los puntos C , D y A son utilizadas para determinar $A_{i,j}$.

Sin embargo, si c es mayor que $\Delta x / \Delta t$, esto es posible para características de ondas de avenida que se propagan más rápidamente a través del tiempo y el espacio que el método de la aproximación numérica pueda dar cuenta de ellos. Esto correspondería a una solución encontrada encima de la conexión diagonal A y C en la figura 1.18 (este criterio de estabilidad numérica puede asociarse con la condición familiar de Courant para la estabilidad de esquemas explícitos de diferencias finitas). Debido a

la inestabilidad potencial de onda, una forma alterna de la aproximación finita de las ecuaciones diferenciales es necesaria.

La "forma conservativa" de las ecuaciones que gobiernan es por lo tanto aplicados cuando la celeridad promedio c de la onda de crecida es mayor que la proporción $\Delta x/\Delta t$. En esta forma, las derivadas temporales son evaluadas entre los puntos B y C en la figura 1.18 en vez de A y D , mientras las derivadas espaciales son evaluadas entre los puntos B y A en vez de C y D . De esta manera, el avance rápido de las características de la onda de crecida puede ser manejado más exactamente. El HEC chequea la estabilidad de la onda para cada paso de tiempo. Si este es estable, la forma estándar de las ecuaciones es utilizada, sino, la forma conservativa de las ecuaciones es utilizada.

La forma conservativa de la derivada espacial del caudal será evaluado entre los puntos B y A en la figura 1.18.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\Delta Q}{\Delta x} = \frac{Q_{(i,j)} - Q_{(i-1,j)}}{\Delta x} \quad (1.93)$$

y la derivada temporal del área será evaluado entre los puntos B y C .

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx \frac{\Delta A}{\Delta t} = \frac{A_{(i-1,j)} - A_{(i-1,j-1)}}{\Delta t} \quad (1.94)$$

La sustitución de estas nuevas derivadas "forma conservativa" en la ecuación de continuidad produce:

$$\frac{Q_{(i,j)} - Q_{(i-1,j)}}{\Delta x} + \frac{A_{(i-1,j)} - A_{(i-1,j-1)}}{\Delta t} = \bar{q} \quad (1.95)$$

Resolviendo, para la única desconocida $Q_{i,j}$ da.

$$Q_{(i,j)} = Q_{(i-1,j)} + \bar{q}\Delta x - \frac{\Delta x}{\Delta t} (A_{(i-1,j)} - A_{(i-1,j-1)}) \quad (1.96)$$

Si se desea $A_{i,j}$, puede ser determinado de la ecuación

$$A_{(i,j)} = \left(\frac{Q_{(i,j)}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (1.97)$$

1.4.1.10 Exactitud de la Solución por Diferencias Finitas

La exactitud y estabilidad del esquema de diferencias finitas depende en el mantenimiento aproximado de la relación $c(\Delta t) = \Delta x$, donde c es la celeridad de la onda cinemática promedio en un elemento. La celeridad de la onda cinemática es una función de la profundidad del flujo y consecuentemente varía durante el tránsito del hidrograma a través de un elemento. Ya que Δx es un valor fijo el esquema de diferencias finitas utiliza una variable Δt para mantener la relación deseada entre Δx , Δt y c . Sin embargo, el HEC realiza todos los otros cálculos en un intervalo de tiempo fijo especificado por el usuario. Necesariamente, la variable del hidrograma Δt calculado para una subcuenca por el esquema de diferencias finitas es interpolada por el usuario, especificando el intervalo de cálculo previo a los otros cálculos del HEC. El error del resultado de interpolación es mostrado en ambos al intermedio y en el resumen de resultados.

La exactitud del esquema de diferencias finitas depende en la selección de la distancia incremental Δx . La distancia incremental es inicialmente elegido por la formula $\Delta x = c\Delta t_m$ donde c , en este ejemplo, es un estimado máximo de la celeridad de onda dependiendo del ingreso de

flujo lateral y aguas arriba. Δt_m es el paso del tiempo igual al mínimo de (1) un tercio del tiempo de viaje a través del tramo, siendo el tiempo de viaje, el elemento de longitud dividido por la celeridad de onda estimada, (2) un cuarto del tiempo de elevación del hidrograma aguas arriba, y (3) el intervalo de cálculo especificado por el usuario. Finalmente, Δx es elegido como el mínimo del Δx calculado y $L/NDXMIN$, donde L es la longitud del tramo del canal y $NDXMIN$ es un número especificado por el usuario para los valores Δx que será utilizado por el esquema de diferencias finitas ($5 \leq NDXMIN \leq 50$ para planos de flujo sobre tierra, y $2 \leq NDXMIN \leq 50$ para los canales). Una vez calculado, Δx permanece constante durante el tránsito a través del tramo del canal.

Consecuentemente, la exactitud de la solución de las diferencias finitas depende de la selección de un Δx y la interpolación del hidrograma de la onda cinemática para el intervalo de cálculo especificado por el usuario. La selección por defecto del valor Δx por el programa probablemente resulte en un error de menos del 5%. Basados en la certeza de los parámetros supuestos, esto es probablemente bastante exacto para propósitos de ingeniería. El usuario puede comprobar la exactitud alterando $NDXMIN$ y comparando los resultados. Lo más importante el usuario debe siempre chequear el error en la interpolación para el intervalo de cálculo especificado por el usuario como se resume al término de la salida del HEC. Reduciendo el intervalo de cálculo $L/NDXMIN$, puede reducirse este error de interpolación.

1.4.2 Método de Puls Modificado

El método de puls modificado es también conocido como el método de indicación de almacenamiento, es utilizado para el tránsito de caudales a través de reservorios reales, para lo cual la relación entre la salida y el almacenamiento es usualmente de una naturaleza no lineal. Previo al desarrollo del método de puls modificado es necesario tener los conceptos siguientes.

1.4.2.1 Tránsito de Almacenamiento

El concepto de almacenamiento está bien establecido en la teoría y práctica del tránsito de flujo. El tránsito de almacenamiento no solo es utilizado en el tránsito de reservorios sino también en el tránsito de cuencas y corrientes de flujo en canales. Las técnicas para el tránsito del almacenamiento están invariablemente basadas en la ecuación diferencial de almacenamiento de agua. Esta ecuación es encontrado en el principio de la conservación de masa (ecuación de continuidad) lo cual manifiesta que el cambio en el flujo por longitud unitaria en un volumen de control esta balanceado por el cambio en el área del flujo por tiempo unitario. En la forma de diferencia parcial:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1.98)$$

en la cual Q = tasa de flujo, A = área del flujo, x = espacio (longitud), y t = tiempo.

La ecuación diferencial de almacenamiento es obtenido uniendo las variaciones espaciales. Para este propósito la ecuación 1.98 es expresado en incrementos finitos:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta x} + \frac{\Delta A}{\Delta t} = 0 \quad (1.99)$$

con $\Delta Q = O - I$, en la cual O = salida del flujo I = ingreso del flujo; y $\Delta S = \Delta A \Delta x$, en la cual ΔS = cambio en el volumen de almacenamiento, la ecuación 1.99 se reduce a:

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (1.100)$$

en la cual la salida del flujo, el ingreso del flujo, y la tasa de cambio del almacenamiento están expresadas en las unidades $L^3 T^{-1}$. Adicionalmente, la ecuación 1.100 puede expresarse en la forma diferencial, conduciéndonos a la ecuación diferencial del almacenamiento:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (1.101)$$

La ecuación 1.101 implica que cualquier diferencia entre el ingreso y salida del flujo están equilibrados por un cambio del almacenamiento en el tiempo (figura 1.19). En una aplicación típica de tránsito en reservorio, el hidrograma de ingreso (condición de borde aguas arriba), el almacenamiento y la salida inicial del flujo (condiciones iniciales), las características operacionales y físicas son conocidas. Así el objetivo es calcular el hidrograma de salida para las condiciones iniciales dadas, condiciones de borde aguas arriba, características del reservorio, y reglas operacionales.

1.4.2.1.1 Relación de Almacenamiento y Salida

A diferencia de un canal ideal para lo cual el almacenamiento es una función de ambos ingreso y salida del flujo, en un almacenamiento de reservorio ideal es una función solo del ingreso del flujo. La relación entre el almacenamiento y la salida del flujo puede expresarse en la forma general siguiente:

$$S = f(O) \quad (1.102)$$

Una relación común entre la salida del flujo y el almacenamiento es la siguiente función potencial:

$$S = KO^n \quad (1.103)$$

en la cual K = coeficiente de almacenamiento y n = exponente. Para $n=1$, la ecuación 1.103 se reduce a la forma lineal:

$$S = KO \quad (1.104)$$

en la cual K es una constante de proporcionalidad o coeficiente de almacenamiento lineal, la cual tiene unidades de tiempo (T).

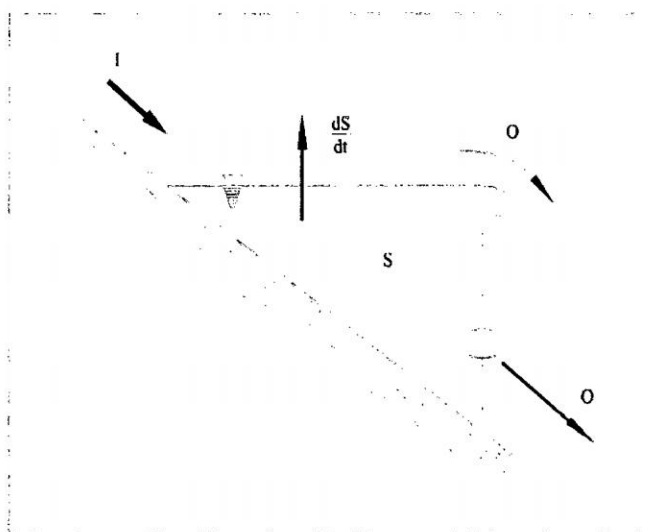


Figura 1.19 Ingreso, salida y cambio de almacenamiento en un reservorio

Usualmente los reservorios reales tienen una relación de almacenamiento-salida de flujo no lineal; por lo que la ecuación 1.103 es aplicable a reservorios existentes o proyectados. Excepciones son los casos donde la relación del almacenamiento-salida del flujo es efectivamente lineal, como en el caso del vertedero proporcional.

Este último es utilizado en conexión con los desvíos de las irrigaciones o aforamiento de flujos pequeños.

La simulación de los reservorios es por lo general del tipo lineal (ecuación 1.104), aunque también hay reservorios no lineales que han sido utilizados en la simulación. Varios reservorios lineales en serie conducen a una **cascada de reservorios lineales**, un procedimiento matemático que es útil en el tránsito de cuencas. Para los reservorios lineales, la constante K es el coeficiente de almacenamiento lineal. Incrementando el valor de K se incrementa la cantidad de almacenamiento simulado por el sistema. En otras palabras, mayores valores de K resulta en el incremento de la difusión del hidrograma de salida.

Para el tránsito en reservorios reales, las propiedades no lineales de la relación almacenamiento-salida del flujo debe ser determinado en adelante. La salida del flujo de un reservorio real dependerá en si el flujo es descargado a través de cualquier conducto cerrado, vertedero de rebose o una combinación de los dos. Una formula general de salida hidráulica es la siguiente:

$$O = C_d ZH^y \quad (1.105)$$

en la cual O = salida del flujo; C_d = coeficiente de descarga; Z = variable representando cualquier área de sección transversal (para un conducto cerrado de salida libre) o longitud de la cresta del vertedero (para un vertedero de rebose de superficie libre); H = cabeza hidráulica, cualquier elevación encima de la salida (para un conducto cerrado) o encima de la cresta del vertedero (para un vertedero de rebose); y y = exponente de la evaluación.

Los valores teóricos del coeficiente de descarga C_d y el exponente de evaluación y son determinados utilizando los principios hidráulicos. Para el conducto cerrado de salida libre, la conservación de la energía entre el estanque de la piscina y la elevación de la salida (omitiendo las pérdidas por fricción y a la entrada) nos conduce a:

$$H = \frac{V^2}{2g} \quad (1.106)$$

en la cual V = velocidad media, y g = aceleración gravitacional. Por lo tanto la salida del flujo es:

$$O = (2gH)^{1/2} Z \quad (1.107)$$

Comparando la ecuación 1.107 con la ecuación 1.105, esto permite que $y = 1/2$, con $C_d = 4.43$ in en el Sistema Internacional de unidades y $C_d = 8.02$ in las unidades acostumbradas de los Estados Unidos. En la práctica, estos valores teóricos del coeficiente de descarga son reducidos alrededor del 30% considerando la contracción del flujo y las pérdidas por fricción y a la entrada.

Para un vertedero de rebose no calibrado, la condición del flujo critico en la vecindad de la cresta nos conduce a:

$$O = \left[g \left(\frac{2}{3} \right) H \right]^{1/2} \left[\left(\frac{2}{3} \right) H \right] Z \quad (1.108)$$

La cual se reduce a:

$$O = \left(\frac{2}{3} \right) \left[\left(\frac{2}{3} \right) g \right]^{1/2} Z H^{3/2} \quad (1.109)$$

Comparando la ecuación 1.109 con la ecuación 1.105, esto permite que $y = 3/2$, en las unidades del Sistema Internacional $C_d = 1.70$; en las unidades acostumbradas de los EE.UU. $C_d = 3.09$. En la práctica el coeficiente de descarga de un vertedero de rebose (cresta en forma de un arco conopial) no es constante, variando con la cabeza hidráulica aproximadamente entre el 95 y 130% del valor teórico dado por la ecuación 1.109.

En el vertedero proporcional, el área de la sección transversal del flujo crece en proporción a la potencia media de la cabeza hidráulica. Por lo tanto, la salida del flujo esta linealmente relacionado a la cabeza hidráulica y una evaluación del vertedero basado en la ecuación 1.104 es aplicable.

1.4.2.2 Tránsito de Reservorio Lineal.

La ecuación 1.101 puede ser resuelto por medios numéricos o analíticos. La aproximación numérica es usualmente preferido debido a que ello considera un hidrograma de ingreso arbitrario y debido a que ello se presta fácilmente por sí mismo a la solución computacional. La solución es

llevado a cabo discretizando la ecuación 1.101 en el plano xt (figura 1.20).

El plano xt es una gráfica que muestra los valores de una cierta variable en los puntos discretos en el espacio y el tiempo.

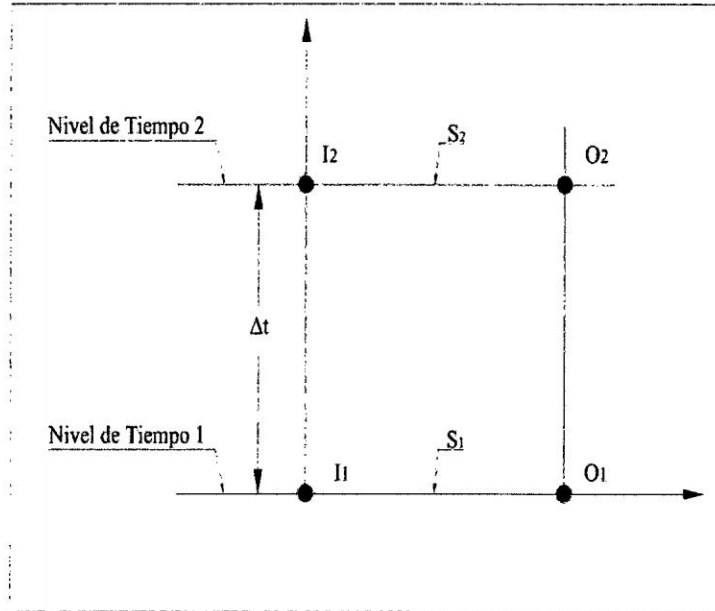


Figura 1.20 Discretización de la ecuación de almacenamiento en el plano xy

La figura 1.20 muestra dos niveles consecutivos de tiempo, 1 y 2 separados entre ellos en un intervalo Δt , y dos ubicaciones espaciales describiendo el ingreso y la salida del flujo, con la ubicación del almacenamiento entre ellos. La discretización de la ecuación 1.101 en el plano xt nos conduce a:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (1.110)$$

en la cual I_1 = ingreso del flujo en el nivel del tiempo 1; I_2 = ingreso del flujo en el nivel del tiempo 2; O_1 = salida del flujo en el nivel del tiempo 1; O_2 = salida del flujo en el nivel del tiempo 2; S_1 = almacenamiento en el

nivel del tiempo 1; S_2 =almacenamiento en el nivel del tiempo 2; y Δt =intervalo de tiempo. La ecuación 1.110 manifiesta que entre los dos niveles de tiempo 1 y 2 separados por un intervalo de tiempo Δt , el ingreso del flujo promedio menos la salida promedia es igual al cambio en el almacenamiento.

Para los reservorios lineales la ecuación 1.104 es la relación entre el almacenamiento y la salida del flujo. Por lo tanto:

$$S_1 = KO_1 \quad (1.111a)$$

y

$$S_2 = KO_2 \quad (1.111b)$$

en la cual K es la constante de almacenamiento.

Sustituyendo la ecuación 1.111 en la ecuación 1.110 y resolviendo para O_2 :

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (1.112)$$

en la cual C_0 , C_1 y C_2 son los coeficientes de tránsito como siguen:

$$C_0 = \frac{\Delta t/K}{2 + \Delta t/K} \quad (1.113)$$

$$C_1 = C_0 \quad (1.114)$$

$$C_2 = \frac{2 - \Delta t/K}{2 + \Delta t/K} \quad (1.115)$$

ya que $C_0 + C_1 + C_2 = 1$, los coeficientes de transito son interpretados como coeficientes ponderados. Estos coeficientes de tránsito son una función de $\Delta t/K$, están dadas en la tabla 1.13.

Tabla 1.13 Coeficientes de tránsito de reservorio lineal

(1)	(2)	(3)	(4)
$\Delta t / K$	C_0	C_1	C_2
1	1	1	15
$\frac{8}{17}$	$\frac{17}{17}$	$\frac{17}{17}$	$\frac{17}{17}$
$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{7}{7}$
$\frac{4}{9}$	$\frac{9}{9}$	$\frac{9}{9}$	$\frac{9}{9}$
$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{3}{3}$
$\frac{2}{5}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{5}{5}$
$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{5}{5}$
$\frac{4}{11}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$
$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{1}$
$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$
$\frac{5}{3}$	$\frac{5}{3}$	$\frac{5}{3}$	$\frac{3}{3}$
$\frac{4}{13}$	$\frac{13}{13}$	$\frac{13}{13}$	$\frac{13}{13}$
$\frac{3}{1}$	$\frac{3}{1}$	$\frac{3}{1}$	$\frac{1}{1}$
$\frac{2}{7}$	$\frac{7}{7}$	$\frac{7}{7}$	$\frac{7}{7}$
$\frac{7}{1}$	$\frac{7}{1}$	$\frac{7}{1}$	$\frac{1}{1}$
$\frac{4}{15}$	$\frac{15}{15}$	$\frac{15}{15}$	$\frac{15}{15}$
$\frac{1}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0}{0}$
$\frac{2}{2}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{2}{2}$
$\frac{4}{2}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{2}{2}$	$\frac{1}{2}$
$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$	$\frac{3}{3}$
$\frac{3}{1}$	$\frac{3}{1}$	$\frac{3}{1}$	$\frac{1}{1}$
$\frac{6}{2}$	$\frac{4}{2}$	$\frac{4}{2}$	$\frac{2}{2}$
$\frac{4}{3}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{3}{3}$
$\frac{8}{5}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{5}{5}$

Fuente: V.M.Ponce. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. San Diego State University

El reservorio ejerce una acción difusiva sobre el flujo, con el resultado neto que el flujo pico se atenúa y el tiempo base se incrementa. En el caso del reservorio lineal la cantidad de atenuación es una función de $\Delta t / K$. Cuanto más pequeño es esta relación, más grande es la cantidad de atenuación ejercida por el reservorio. Inversamente, valores más grandes de $\Delta t / K$ causa menor atenuación. Valores de $\Delta t / K$ mayores de 2 (ver la tabla 1.13) conduciría a atenuaciones negativas. Estas cantidades amplifican; por

consiguiente los valores de $\Delta t/K$ mayores de 2 no son utilizados en el tránsito de reservorios.

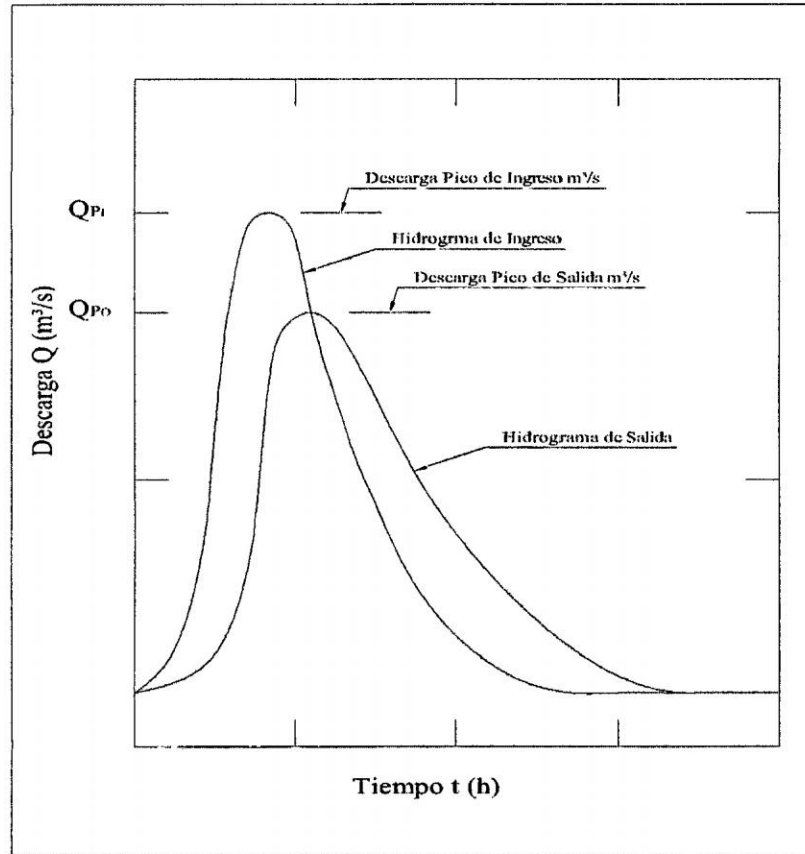


Figura 1.21 Tránsito de reservorio lineal

Una característica definida del tránsito de reservorio es la ocurrencia del pico de salida en el momento cuando el ingreso del flujo es igual a la salida (ver la figura 1.21). puesto que la salida es proporcional al almacenamiento (ecuación 1.104), el pico de la salida corresponde al almacenamiento máximo. Ya que el almacenamiento deja de incrementarse cuando la salida del flujo es igual al ingreso, el almacenamiento máximo y el pico a la salida ocurre en el momento cuando el ingreso del flujo y la salida coinciden.

Otra característica del tránsito de reservorio es la respuesta inmediata de la salida del flujo sin ningún retardo aparente entre el comienzo del ingreso del flujo y el comienzo de la salida (ver la figura 1.21).

Desde un punto de vista matemático, esta propiedad es atribuida a la velocidad de propagación infinita de las ondas superficiales en un reservorio ideal.

1.4.2.3 Desarrollo del Método de Puls Modificado

El método se basa en la ecuación diferencial de almacenamiento, ecuación 1.101 la discretización de esta ecuación en el plano xy (figura 1.20) nos conduce a la ecuación 1.110. En el método de puls modificado la ecuación 1.110 es transformado a su forma equivalente:

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \quad (1.116)$$

en la cual los valores desconocidos (S_2 y O_2) están en el lado izquierdo de la ecuación y los valores conocidos (los flujos de ingreso, el almacenamiento y la salida inicial) están en el lado derecho. El lado izquierdo de la ecuación 1.116 es conocido como la cantidad de indicación de almacenamiento.

En el método de puls modificado primero es necesario ensamblar los datos hidráulicos y geométricos del reservorio en una forma adecuada. Para este propósito las curvas siguientes (o tablas) son preparados: (1) elevación-almacenamiento, (2) elevación-salida, (3) almacenamiento-salida, y (4) indicación de almacenamiento-salida. Para la aplicación computacional,

estas curvas son reemplazadas por tablas de elevación-salida-almacenamiento-cantidad de indicación de almacenamiento.

La relación de elevación-almacenamiento es determinado basado en la información topográfica. La elevación mínima es aquel para lo cual el almacenamiento es cero, y la máxima elevación es la mínima elevación de la cresta de la presa.

La relación de elevación-salida está determinado basado en las propiedades hidráulicas de las obras de salida, de cualquier conducto cerrado, vertedero de rebose o una combinación de los dos. En la aplicación típica, la elevación del reservorio proporciona una cabecera sobre la salida o cresta de rebose, y la salida del flujo sería calculado utilizando una ecuación tal como la ecuación 1.105. Cuando las crecidas se transitan a través de los aliviaderos de emergencia, alternativamente el almacenamiento es expresado en términos de almacenamiento de sobrecarga, es decir el almacenamiento encima de un cierto nivel, usualmente la elevación de la cresta del vertedero de emergencia.

Las relaciones de elevación-almacenamiento y elevación-salida conducen a la relación de **almacenamiento-salida**. A su vez, la relación de almacenamiento-salida es utilizado para desarrollar la relación **indicación de almacenamiento-salida**. La variable de indicación del almacenamiento es el lado izquierdo de la ecuación 1.116. En general la cantidad de indicación del almacenamiento es $[(2S/\Delta t) + O]$, en la cual S =almacenamiento, O =salida del flujo, y Δt =intervalo de tiempo. Para

desarrollar la relación de indicación del almacenamiento-salida primero es necesario seleccionar un intervalo de tiempo tal que el resultado de la linealización del hidrograma de ingreso siga siendo una aproximación cercana a la forma no lineal real del hidrograma. Para una elevación suave de los hidrogramas, un valor mínimo de $t_p / \Delta t = 5$ es recomendado, en la cual t_p es el tiempo al pico del hidrograma de ingreso. En la práctica con la ayuda de una computadora en los cálculos normalmente se usaría una relación mucho mayor, es decir de 10 a 20.

Una vez que los datos hayan sido preparados, la ecuación 1.116 es utilizado para realizar el transito del reservorio. El procedimiento consiste de los siguientes pasos:

1. Poner el contador en $n = 1$ para empezar
2. Use la ecuación 1.116 para calcular la cantidad de indicación de almacenamiento $[(2S_{n+1} / \Delta t) + O_{n+1}]$ en el nivel de tiempo $n + 1$
3. Use la relación cantidad de indicación de almacenamiento versus salida para determinar la salida del flujo O_{n+1} en el nivel de tiempo $n + 1$
4. Use la cantidad de indicación de almacenamiento y la salida en el nivel de tiempo $n + 1$ para calcular $[(2S_{n+1} / \Delta t) - O_{n+1}] = [(2S_{n+1} / \Delta t) + O_{n+1}] - 2(O_{n+1})$
5. Incrementar el contador en 1, ir hacia atrás al paso 2 y repetir. El proceso recursivo es terminado cuando el ingreso de flujo cesa o la respuesta decrece sustancialmente hasta la descarga del flujo base.

CAPITULO II

CALIBRACION DE MODELOS CON HEC HMS

2.1 INTRODUCCION

Los ingredientes esenciales de cada componente del modelo son las variables y los parámetros. Las variables son las cantidades físicas de sí mismas, es decir la descarga, el nivel, área del flujo, tirante del flujo, velocidad media etc. los parámetros son las cantidades que controlan el comportamiento de las variables. Cada componente del modelo puede tener uno o más variables y parámetros. Los parámetros pueden tener ya sea una naturaleza determinista, conceptual o empírica. Los parámetros del modelo determinista están basados en las leyes de los procesos físicos usualmente en conexión con las aplicaciones del modelo distribuido. Los parámetros conceptuales son parte del modelo conceptual, es decir aquellos que simulan los procesos físicos de una manera sencilla y práctica. Los parámetros empíricos son calculados directamente, basados en datos medidos, o indirectamente basado en experiencias relacionados (como en el caso de la regionalización de los parámetros del modelo).

En la práctica es probable que cierto modelo de cuenca tenga más de un tipo de componente y por lo tanto más de un tipo de parámetro. Generalmente hablando, un modelo de cuenca se conoce como determinista, conceptual o empírico dependiendo de si la mayoría de sus componentes y parámetros tienen una base determinista, conceptual o empírica. El uso y la interpretación de los modelos de cuenca en particular el en proceso de calibración, verificación y análisis de sensibilidad son ampliamente una función del tipo de modelo.

La calibración implica la existencia de registros de flujo; para cuencas no calibradas, la calibración simplemente no es posible. La importancia en general de la calibración varía con el tipo de modelo. Por ejemplo, un modelo determinista es generalmente estimado como altamente predictivo; por lo tanto, ello requeriría poca o ninguna calibración. En la práctica, sin embargo, los modelos determinísticos usualmente no son completamente determinísticos, y por consiguiente una cierta cantidad de calibración es generalmente necesaria.

En el modelado conceptual la calibración, es extremadamente importante, ya que los parámetros no tienen directa relación con los procesos físicos. Por consiguiente, la calibración es necesaria con el fin de determinar los valores apropiados de estos valores. Estimaciones prácticas de los parámetros del modelo conceptual, basados en experiencias locales, son algunas veces utilizados en lugar de la calibración, sin embargo, tales prácticas es arriesgado y conducirían a errores groseros. Así mismo la

calibración juega un rol importante en la determinación de parámetros del modelo empírico.

Para ciertos procesos y modelos, particularmente aquellos de naturaleza determinística, los parámetros del modelo pueden ser explícitamente relacionados con las variables del modelo. En este caso, la necesidad de calibrar es soslayada (en el sentido lineal). El modelo, las variables, y los parámetros, por lo tanto son altamente predictivos.

Los modelos agrupados y distribuidos presentan en conjunto diferentes problemas de calibración. Los modelos agrupados tienen un número relativamente pequeño de parámetros comparado con los modelos distribuidos. Para el modelo agrupado conceptual, la calibración en el sentido lineal es posible. En este caso, las estimaciones de los parámetros pueden generalmente ser obtenidos con técnicas de calibración automática.

A diferencia de los modelos agregados, los modelos distribuidos tienen un gran número de parámetros con la mayoría de ellos teniendo alguna relación con los procesos físicos. El conjunto de parámetros extensos, junto con su base física acentuada, hace la calibración automática poco práctica y algunas veces errónea. Consecuentemente es generalmente recomendable limitar los parámetros del modelo dentro de un rango realista físicamente y realizar calibraciones de ensayo y error.

La incertidumbre en la práctica del modelado de cuencas ha conducido a incrementar la confianza en el *análisis de sensibilidad*, el proceso por el cual un modelo es probado para establecer una medida del

cambio relativo en el resultado del modelo causado por un correspondiente cambio en los parámetros del modelo. Este tipo de análisis es necesario complementar al ejercicio modelado, especialmente porque proporciona información en el grado de certeza (o incertidumbre) a ser colocado en los resultados del modelado.

El tema de sensibilidad del modelo a las variaciones de los parámetros es particularmente importante en el caso de modelos determinísticos teniendo algunos componentes conceptuales. Porque de los componentes conceptuales, las calibraciones son estrictamente válidas solo dentro de un estrecho rango de variables; por lo tanto, los errores en la estimación de los parámetros necesitan ser verificadas de una manera cualitativa.

La sensibilidad generalmente es analizada aislando el efecto de un cierto parámetro. Si un modelo es altamente sensible para un parámetro dado, cambios pequeños en el valor de este parámetro puede causar correspondientemente cambios grandes en el resultado del modelo. Es por lo tanto, necesario concentrar el esfuerzo modelador en la obtención de buenos estimados de estos parámetros. Por otra parte, los parámetros insensibles pueden ser relegados a un rol secundario.

En el modelado de la cuenca, la elección de los parámetros para el análisis de sensibilidad es mayormente una función del tamaño del problema. Por ejemplo, en cuencas pequeñas el rendimiento del modelado es altamente sensible a los parámetros de abstracción. Por lo tanto es imperativo que el coeficiente de escorrentía sea estimado de la mejor

manera posible. Para eventos de baja frecuencia, valores altos del coeficiente de escorrentía son generalmente justificados.

En el modelado de cuencas medianas, la sensibilidad del modelo generalmente gira sobre la distribución temporal de la precipitación, parámetros de infiltración y la forma del hidrograma unitario. La selección de la distribución de precipitación es crucial desde el punto de vista del diseño. El modelado de las cuencas es usualmente muy sensible a los parámetros de infiltración, los cuales necesitan ser evaluados cuidadosamente, con particular atención a los procesos físicos. Por ejemplo una tormenta de alta intensidad y corta duración podría resultar en un pico de flujo alto, debido principalmente a la intensidad de precipitación alta. Sin embargo, una tormenta de baja intensidad y larga duración podría resultar también en un pico de flujo alto, esta vez debido a una larga duración de precipitación, lo cual causa que las abstracciones hidrológicas se reduzcan al un mínimo

En el modelado de cuencas grandes, la sensibilidad del modelo se enfoca en la distribución espacial de la tormenta, la distribución temporal y los parámetros de infiltración continúan jugando un rol significativo, en cualquier caso, una evaluación cuidadosa de sensibilidad del modelo es necesaria para incrementar la confianza en los resultados del modelado.

El análisis de sensibilidad provee un medio efectivo de hacer frente con las inherentes complejidades del modelado de la cuenca, incluyendo las incertidumbres asociados a los parámetros. En este sentido, los modelos

distribuidos, mientras sean ampliamente estimados como determinísticos, pueden frecuentemente mostrar una cualidad probabilística distinta.

2.2 QUE ES CALIBRACION?

Cada modelo que está incluido en HEC-HMS tiene parámetros. El valor de cada parámetro debe especificarse para utilizar el modelo, para estimar hidrogramas de escorrentía o de tránsito. En el capítulo anterior se han identificado los parámetros y describieron como ellos podrían ser estimados a partir de las diversas propiedades de la cuenca y el canal. Por ejemplo, el modelo de escorrentía directa de onda cinemática descrito en el capítulo I tiene un parámetro N que representa la rugosidad superficial; este parámetro puede ser estimado a partir del conocimiento del uso de terreno de la cuenca.

Sin embargo, algunos de los modelos que son incluidos en HEC-HMS tienen parámetros que no pueden estimarse por observación o medición del canal o características de la cuenca. El parámetro C_p del modelo del HU de Snyder es un ejemplo; este parámetro no tiene significado físico directo.

Cómo entonces pueden ser seleccionados los valores apropiados para los parámetros? Si las observaciones de precipitación y caudal son disponibles, la *calibración* es la respuesta. La calibración usa datos hidrometeorológicos observados en una búsqueda sistemática de parámetros que produzca el mejor ajuste de los resultados calculados para la escorrentía observada. Esta búsqueda generalmente se conoce como *optimización*.

2.3 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO DE CALIBRACION DEL HEC-HMS.

En el HEC-HMS, la búsqueda sistemática de los mejores (óptimos) valores de parámetros sigue el procedimiento ilustrado en la figura 2.1. Este procedimiento comienza con la recolección de datos. Para los modelos de precipitación – escorrentía, los datos requeridos son series de precipitación y tiempos de flujo. Para modelos de tránsito, las observaciones de ambas descargas de ingreso y salida del tramo de transito se requieren. La tabla 2.1 y tabla 2.2 ofrecen algunos consejos para la recolección de estos datos.

El siguiente paso es seleccionar estimados iniciales de los parámetros. Como con cualquier búsqueda, el mejor de estos estimados iniciales (el punto de partida de la búsqueda), el más rápido de la búsqueda producirá una solución.

Dado estos estimados iniciales de los parámetros, los modelos del HEC-HMS se pueden usar con las condiciones de borde observados (precipitación o flujo aguas arriba) para calcular la salida, ya sea el hidrograma de escorrentía de la cuenca o un hidrograma de salida del canal.

En este punto, El HEC-HMS compara el hidrograma calculado con el hidrograma observado. Por ejemplo, calcula el hidrograma representado con línea discontinua en la figura 2.2 y lo compara con el hidrograma observado representado con línea sólida. El objetivo de esta comparación es para juzgar que tan bien el modelo se ajusta al sistema hidrológico real. Los métodos de comparación son descritos más adelante en este capítulo.

Si el ajuste no es satisfactorio, el HEC-HMS sistemáticamente ajusta los parámetros y se reitera.

Cuando el ajuste es satisfactorio, el HEC-HMS reporta los valores de los parámetros óptimos. La presunción es que estos valores de los parámetros luego pueden utilizarse para cálculos de escorrentía o de tránsito que son el objetivo del análisis de escorrentía de avenidas.

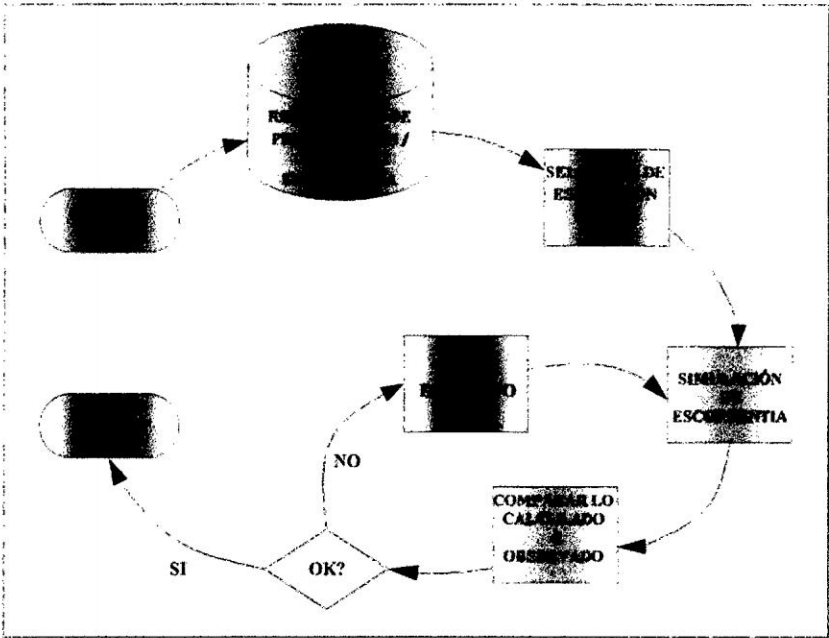


Figura 2.1. Esquema del procedimiento de calibración.

Tabla 2.1 Consejos para recolectar datos para la calibración del modelo precipitación – escorrentía

Las observaciones de precipitación y escorrentía deben ser de la misma tormenta. Las series de tiempo de escorrentía deben representar toda la escorrentía correspondiente a las series de tiempo de la precipitación seleccionada.

Los datos de precipitación deben proveer adecuada cobertura espacial de la cuenca.

El volumen del hidrograma de escorrentía debe ser aproximadamente igual al volumen del hietograma de precipitación. Si el volumen de escorrentía es ligeramente menor, el agua está siendo perdida por infiltración, como se esperaba. Pero si el volumen de escorrentía es

significativamente menor, esto puede indicar que el flujo es almacenado en pozos naturales o de ingeniería, o que el agua es desviada fuera de la corriente. Similarmente, si el volumen de escorrentía es ligeramente más grande, el flujo base está contribuyendo al flujo total, como se esperaba. Sin embargo, si el volumen de escorrentía es mucho más grande, esto puede indicar que el flujo está ingresando al sistema desde otras fuentes, o que la precipitación no fue medida exactamente.

La duración de la precipitación debe exceder el tiempo de concentración de la cuenca para asegurar que la cuenca íntegra aguas arriba del punto de concentración está contribuyendo a la escorrentía observada.

El tamaño de la tormenta seleccionada para la calibración debe ser aproximadamente igual al tamaño de la tormenta que el modelo calibrado pretende analizar. Por ejemplo, si el objetivo es predecir la escorrentía de una tormenta de 24 horas de 1% de probabilidad y profundidad de 7 pulgadas, datos de una tormenta de duración aproximadamente de 24 horas y profundidad aproximadamente de 7 pulgadas se debe usar para la calibración.

Fuente: USACE (2000), HEC-HMS Hydrlogic Modeling System User's Manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, CS.

Tabla 2.2 Consejos para recolectar datos para calibración de modelos de tránsito

Las series de tiempo de hidrogramas aguas arriba y aguas abajo deben representar el flujo para el mismo periodo de tiempo.

El volumen del hidrograma aguas arriba debe ser aproximadamente igual al volumen del hidrograma aguas abajo, con mínima descarga lateral. Los Modelos de transito de agregados en HEC-HMS asumen que estos volúmenes son iguales.

La duración del hidrograma aguas abajo debe ser suficientemente largo de tal manera que el volumen total representado sea igual al volumen del hidrograma aguas arriba.

El tamaño del evento seleccionado para la calibración debe ser aproximadamente igual al tamaño del evento que el modelo calibrado pretende analizar. Por ejemplo, si el estudio requiere predicción de flujos aguas abajo para un evento con profundidades de 20 pies en un canal, datos históricos para un evento de profundidad similar debe utilizarse para la calibración.

Fuente: USACE (2000), HEC-HMS Hydrlogic Modeling System User's Manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, CS.

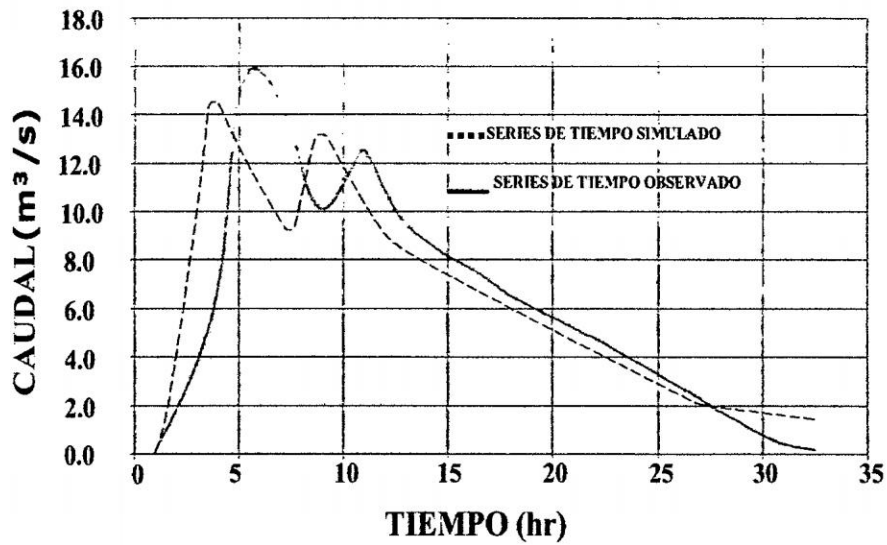


Figura 2.2. Que tan bien se ajusta el hidrograma calculado?

2.4 INDICES DE BONDAD DE AJUSTE

Para comparar un hidrograma calculado a un hidrograma observado, el HEC-HMS calcula un índice de la bondad del ajuste. Los algoritmos incluidos en el HEC-HMS buscan que los parámetros del modelo produzcan el mejor valor de un índice, también conocido como *función objetivo*. En el HEC-HMS, uno de cuatro funciones objetivos se puede usar, dependiendo de las necesidades del análisis. El objetivo de todos los cuatro esquemas de calibración es encontrar parámetros razonables que den el valor mínimo de la función objetivo. Las opciones de funciones objetivo (mostrados en la tabla 2.3) son:

- **Suma de los valores absolutos de los residuos.** Esta función objetivo compara cada ordenada del hidrograma calculado con el observado, ponderando cada uno por igual. El índice de comparación, en este caso, es la diferencia en las ordenadas. Sin embargo, como las

diferencias pueden ser positivas o negativas, una simple suma permitiría compensar las diferencias positivas y negativas entre sí. En el modelado hidrológico, ambas diferencias positivas y negativas son indeseables, como las sobreestimaciones y subestimaciones son igualmente indeseables. Para reflejar esto, la función suma las diferencias absolutas. De este modo, esta función implícitamente es una medida de ajuste de las magnitudes de los picos, volúmenes, y tiempos de pico de los dos hidrogramas. Si el valor de esta función es igual a cero, el ajuste es perfecto: todas las ordenadas del hidrograma calculado son exactamente igual a los valores observados. Ciertamente, esto es rara vez el caso.

- **Sumatoria del cuadrado de los residuos.** Esta es una función objetivo comúnmente usada para la calibración del modelo. Esto también compara todas las ordenadas, pero usa las diferencias cuadradas como la medida de ajuste. De esta manera una diferencia de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ “califica” 100 veces peor que una diferencia de $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Elevar al cuadrado las diferencias también trata de sobreestimaciones y subestimaciones tan indeseables. Esta función también es implícitamente una medida de la comparación de las magnitudes de los picos, volúmenes, y tiempos de pico de los dos hidrogramas.
- **Porcentaje de error respecto del caudal pico.** Esto mide solamente la bondad de ajuste del pico del hidrograma calculado al pico observado. Ello cuantifica el ajuste como el valor absoluto de la

diferencia, expresado como un porcentaje, de esta manera tratando las sobrestimaciones y subestimaciones tan igualmente indeseables. Ello no refleja errores en el volumen o el control del tiempo al pico. Esta función objetivo es una elección lógica si la información necesitada para el diseño o planificación está limitado al flujo pico o niveles pico. Esto debe ser el caso para un estudio de manejo de inundación de planicie que busca limitar el desarrollo en áreas sujetas a inundación, con el flujo y el nivel únicamente relacionados.

Tabla 2.3 Funciones objetivo para calibración en el HEC-HMS

Criterio	Ecuacion ¹
Suma de los valores absolutos de los residuos.(Estephenson, 1979)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} q_o(i) - q_s(i) $
Sumatoria del cuadrado de los residuos (Diskin y Simon, 1977)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_o(i) - q_s(i)]^2$
Porcentaje de error respecto del caudal pico	$Z = 100 \left \frac{q_s(pico) - q_o(pico)}{q_o(pico)} \right $
Error de la raíz cuadrada media del pico ponderado de la función objetiva (USACE, 1988)	$Z = \left\{ \frac{1}{NQ} \left[\sum_{i=1}^{NQ} (q_o(i) - q_s(i))^2 \left(\frac{q_o(i) + q_o(media)}{2q_o(media)} \right) \right] \right\}^{1/2}$

¹Z = Función objetivo; NQ= número de ordenadas del hidrograma calculado; $q_o(t)$ = flujos observados; $q_s(t)$ = flujos calculados, calculado con un conjunto seleccionado de parámetros del modelo; $q_o(pico)$ = pico observado; $q_o(media)$ = media de los flujos observados; $q_s(pico)$ = pico calculado

Fuente: USACE (2000), HEC-HMS Hydrlogic Modeling System User’s Manual. Hydroloc Engineering Center, Davis, CS.

- **Error cuadrático medio del pico ponderado.** Esta función es idéntica a la función objetivo de calibración incluido en el programa de computo HEC-1 (USACE, 1998). Ello compara todas las ordenadas, diferencias al cuadrado y lo pondera las diferencias al

cuadrado. El peso asignado a cada ordenada es proporcional a la magnitud de la ordenada. Las ordenadas más grandes que la media del hidrograma observado, son asignadas un peso mayor que 1.00, y aquellos más pequeños, un peso menor que 1.00. A la ordenada del pico observado se le asigna el peso máximo. La suma de los ponderados, las diferencias al cuadrado se divide por el número de las ordenadas del hidrograma calculado; de esta manera, producen el error medio al cuadrado. Tomando la raíz cuadrada nos da el error cuadrático medio. Esta función es una medida implícita de comparación de las magnitudes de los picos, volúmenes, y tiempos al pico de los dos hidrogramas.

Además de las medidas numéricas de ajuste, el HEC-HMS también provee comparaciones gráficas que permiten la visualización del ajuste del modelo a las observaciones del sistema hidrológico. El HEC-HMS muestra una comparación de los hidrogramas calculados, muy similar a la que se muestra en la figura 2.2. Además, ello muestra un grafico de dispersión, como se muestra en la figura 2.3. Este es un gráfico del valor calculado para cada intervalo de tiempo contra el flujo observado para el mismo intervalo. La inspección de este grafico puede ayudar en la identificación de la predisposición del modelo como una consecuencia de los parámetros seleccionados. La línea recta del grafico representa la igualdad de los flujos calculados y observados. Si los puntos graficados caen sobre la línea, esto indica que el modelo con los parámetros especificados ha predicho

exactamente la ordenada observada. Los puntos plotados encima de la línea representan las ordenadas que están sobre predichas por el modelo. Los puntos abajo representan bajas predicciones. Si todos los valores plotados caen sobre la línea de igualdad, el modelo es sesgado; ello siempre sobre predice. Similarmente, si todos los puntos caen bajo la línea, el modelo tiene consistencia de baja predicción. Si los puntos caen en igual número sobre y bajo la línea, esto indica que el modelo calibrado no es más probable a sobre predecir que a bajo predecir.

La dispersión de puntos próximos a la línea de igualdad también provee una indicación del ajuste del modelo. Si la dispersión es grande, el modelo no coincide bien con las observaciones – errores aleatorios en la predicción son grandes en relación a la magnitud de los flujos. Si la dispersión es pequeña, el modelo y los parámetros se ajustan mejor.

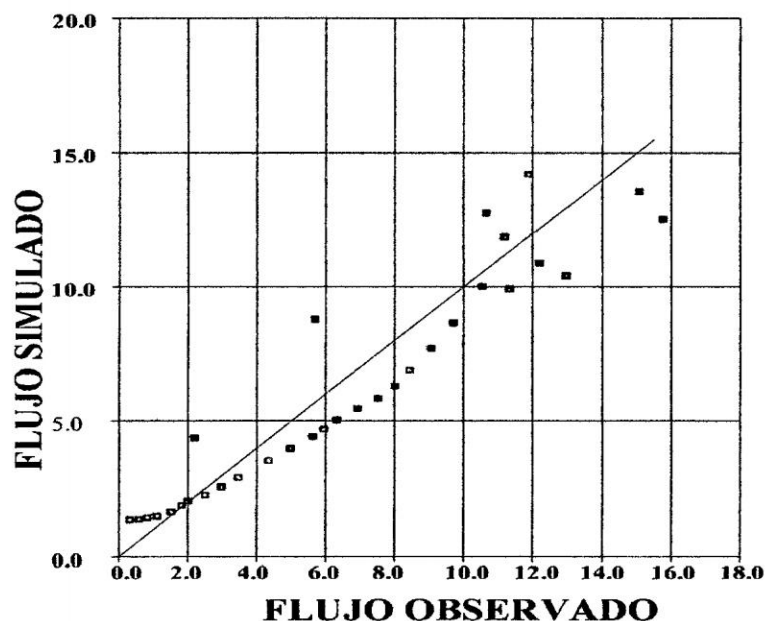


Figura 2.3. Gráfico de dispersión.

El HEC-HMS también calcula y plotea series de tiempo de diferencias residuales entre los flujos observados y calculados. La figura 2.4 es un ejemplo de esto. Este gráfico indica como los errores de predicción son distribuidos a lo largo de toda la duración de la simulación. La inspección del gráfico puede ayudar a centrar la atención en los parámetros que requieren esfuerzo adicional para su estimación. Por ejemplo, si los residuos mayores son agrupados al comienzo de un evento de escorrentía, el parámetro de pérdida inicial puede haber sido pobremente elegida.

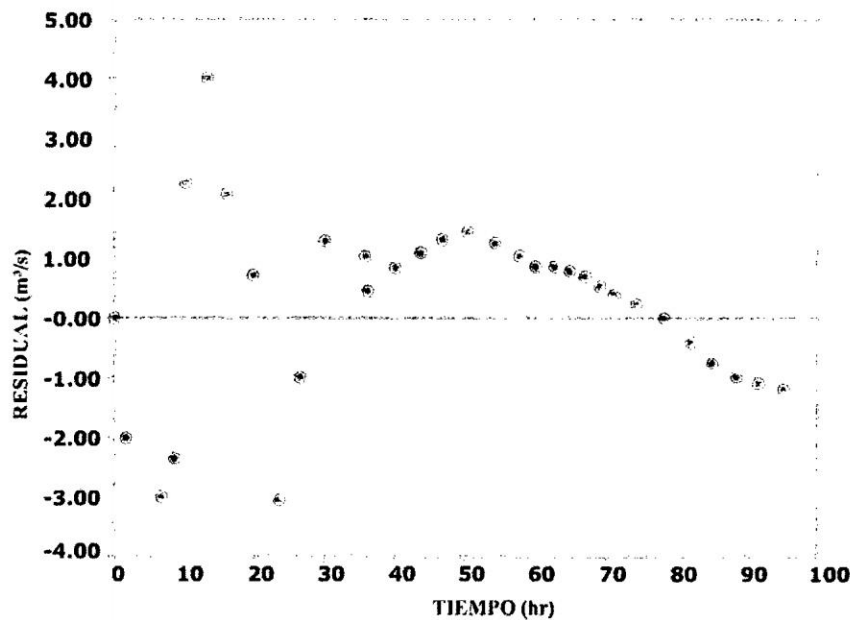


Figura 2.4 Gráfico residual

2.5 METODOS DE BUSQUEDA

Como se señaló anteriormente, el objetivo de calibración en el HEC-HMS es para identificar parámetros razonables que produzcan el mejor ajuste de cálculo para el hidrograma observado, tal como medida por una de las funciones objetivo. Esto corresponde matemáticamente a la búsqueda de los parámetros que *minimizan* el valor de la función objetivo.

Como se muestra en la figura 2.1, la búsqueda es una búsqueda de ensayo y error. Los parámetros de prueba son seleccionados, los modelos son ejercitados, y el error es calculado. Si el error es inaceptable, El HEC-HMS cambia los parámetros de prueba y se reitera. Las decisiones acerca de los cambios se apoyan en el algoritmo de búsqueda de Gradiente Univariado o el algoritmo de búsqueda Simplex de Nelder y Mead.

2.6 RESTRICCIONES DE LA BUSQUEDA

El problema matemático de encontrar los mejores parámetros para un modelo seleccionado (o modelos) es lo que los ingenieros de sistemas llaman como un problema de *optimización restringida*. Aquel es, el rango de posibles parámetros aceptables (que los ingenieros de sistemas llamarían las variables de decisión) limitado. Por ejemplo, un parámetro x de Muskingum que es menor de 0.0 o mayor de 0.5 es inaceptable, no importa cuan bueno el ajuste resultante podría ser. Así de este modo, búsquedas fuera de aquel rango no es necesario, y cualquier valor encontrado fuera de aquel rango no es aceptado. Estos límites en x , y otros listados en la tabla 2.5, son incorporados en la búsqueda.

Durante la búsqueda con ya sea el algoritmo de gradiente univariado o Nelder y Mead, el HEC-HMS verifica en cada iteración para cerciorarse que los valores de prueba de los parámetros están dentro del rango factible. Si no lo están, el HEC-HMS aumenta el valor de prueba al mínimo o lo disminuye al máximo antes de que esto continúe.

Además de estas restricciones inviolables, el HEC-HMS considera también restricciones suaves especificados por el usuario. Estas restricciones definen límites deseados en los parámetros. Por ejemplo, el rango por defecto de valores posibles de la tasa de pérdida constante es de 0 - 300 mm/hr. Sin embargo, para una cuenca con suelos densos arcillosos, la tasa probablemente va ser menos de 15 mm/hr – un valor mucho mayor sería sospechoso. Un rango deseado, 0-15 mm/hr, podría ser especificado como una restricción suave. Luego si la búsqueda produce un parámetro candidato fuera del rango de restricción suave, la función objetivo se multiplica por un factor de penalidad. Este factor de penalidad se define como:

$$penalidad = 2 \prod_{i=1}^n (|x_i - c_i| + 1) \quad (2.8)$$

En la cual x_i = parámetro de estimación i ; c_i = valor mínimo o máximo para el parámetro i ; y n = número de parámetros. Esto “persuade” el algoritmo de búsqueda para seleccionar los parámetros que están más cercanos al rango de restricción suave. Por ejemplo, si la búsqueda para la tasa de pérdida uniforme conduce a un valor de 300 mm/hr cuando una restricción suave de 15 mm/hr fue especificado, el valor de la función objetivo debe ser multiplicado por $2(|300 - 15| + 1) = 572$. Aún si el ajuste fue de otra manera muy buena, esta penalidad causará cualquiera de los algoritmos de búsqueda para mover fuera de este valor y hacia uno que esté más cerca a 15 mm/hr.

Tabla 2.4 Restricciones de los parámetros de calibraciones

Modelo	Parámetro	Mínimo	Máximo
Pérdida inicial y tasa constante.	Pérdida inicial	0 mm	500 mm
	Tasa de pérdida constante	0 mm/hr	300 mm/hr
Pérdida SCS	Abstracción inicial	0 mm	500 mm
	Número de curva	1	100
Pérdida de Green y Ampt	Déficit de humedad	0	1
	Conductividad hidráulica	0 mm/mm	250 mm/mm
	Frente de succión húmedo	0 mm	1000 mm
Déficit y pérdida de tasa constante	Déficit inicial	0 mm	500 mm
	Déficit máximo	0 mm	500 mm
	Factor de recuperación de déficit	0.1	5
HU de Clark	Tiempo de concentración	0.1hr	500 hr
	Coefficiente de almacenamiento	0 hr	150 hr
HU de Snyder	Retardo	0.1hr	500 hr
	C_p	0.1	1.0
HU del SCS	Retardo	0.1 min	30000 min
Onda cinemática	n de Manning	0	1
Flujo base	Flujo base inicial	0 m ³ /s	100000 m ³ /s
	Factor de recesión	0.000011	-
	Relación de flujo al pico	0	1
Tránsito de Muskingum	k	0.1 hr	150 hr
	x	0	0.5
	Numero de pasos	1	100
Tránsito de la Onda Cinemática	Valor del factor N	0.01	10
Tránsito Retardado	Retardo	0 min	30000 min

Fuente: USACE (2000), HEC-HMS Hydrologic Modeling System User's Manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, CS.

CAPITULO III

DESCRIPCION DE LA CUENCA URBANA YANACCACCA - AYACUCHO

3.1 INTRODUCCION

El presente capítulo está abocado a un estudio pormenorizado de las características fisiográficas, geológicas, climáticas, hidrológicas, tipos de suelo, uso y cobertura, así como de su localización en el ámbito regional y local de la cuenca urbana Yanaccacca, las mismas que se hicieron a través de visitas continuas al lugar de estudio, toma de datos para su análisis y posterior procesamiento de la información con ayuda de imágenes ráster geoespaciales y georeferenciadas.

Por otro lado se hace una descripción de los equipos electrónicos utilizados en la toma de datos ya sea de la precipitación como de los niveles de esorrentía en la estación meteorologica inalámbrica “Killa” con el Vantage Pro2 (Wireless Weather Station) y el registrador del nivel de agua “Killa” (Wáter Level Logger WL 16). Luego se describen los procedimientos de las mediciones de la precipitación como de los tirantes de agua de esorrentía superficial utilizando los equipos electrónicos de alta

precisión y a intervalos de hasta 1 min en el caso del pluviómetro así como a intervalos de hasta 2 s en el caso del limnógrafo.

También se incluye en este capítulo la discretización de la cuenca en subcuencas haciendo uso de las herramientas GIS (Geographic Information System) como son las imágenes raster georeferenciadas, y el software Arcgis para el análisis geoespacial. Como colofón este capítulo muestra los hietogramas y hidrogramas de las precipitaciones y la escorrentía superficial de los tres meses de registro (Octubre-Diciembre) del año 2009, las cuales forman la base de datos para la calibración de los hidrogramas de caudales observados en la cuenca urbana Yanaccacca con los diferentes modelos hidrológicos del HEC-HMS.

3.2 DESCRIPCION DE LA CUENCA

3.2.1 Localización

La cuenca urbana de Yanaccacca está ubicada en el departamento de Ayacucho, provincia de Huamanga, distrito de Ayacucho. Específicamente limitada entre las coordenadas UTM 18L 582684.725 y 583478.403 de longitud este, 8545793.717 y 8545036.845 de latitud sur, al Nor-Oeste de la ciudad de Huamanga con una extensión de $341,903.22 \text{ m}^2$, como se muestra en el mapa de localización y descripción de la cuenca urbana Yanaccacca anexo III y IV correspondiente al modelado orográfico en 3D de la cuenca con el software Arcgis.

3.2.2 Fisiografía de la Cuenca

La cuenca urbana Yanaccacca presenta una morfología abrupta con pendientes pronunciadas, comprendiendo estrechas quebradas naturales, áreas pobremente forestadas, con enrarecida cobertura de pasto natural así como de áreas no forestadas y zonas urbanas disectadas por las quebradas naturales. Ver la figura 3.1. Para caracterizar mejor la cuenca, la fisiografía se ha dividido en los siguientes componentes:

3.2.2.1 Geomorfología y Geología

La geomorfología de la cuenca es el resultado de procesos tectónicos, geodinámicas de erosión, litológico, transporte y otros que han contribuido a la actual configuración del relieve.

a) Orografía

Según la orografía, la cuenca es variable en su pendiente superando el 300% en el flanco occidental, en las cabeceras y bordes de las quebradas correspondientes a las áreas con poca o ninguna forestación y teniendo una pendiente media de hasta 40% en la zona media baja correspondiente a las áreas urbanas ver el mapa orográfico anexo IV.

b) Geodinámica

El principal proceso geodinámico es por:
Erosión pluvial causada por la esorrentía de las precipitaciones temporales.



Figura 3.1 Modelado fisiográfico en 3d de la cuenca urbana Yanaccacca

3.2.2.2 Hidrología

La cuenca está conformado por tres subcuencas naturales, cada cual drenados por las corrientes de escorrentía de precipitación temporal que se inician a la altura de los 3,169 msnm para luego discurrir cuesta abajo atravesando toda la cuenca hasta desembocar en las cunetas, y la vía Libertadores al pie de la cuenca a la altura de los 2,875 msnm, acarreando en su lecho partículas de arena, grava, finos y desechos orgánicos e inorgánicos. Ver anexo III y figura 3.1

3.2.2.3 Clima

El clima de la cuenca es templado seco con el 70% de las precipitaciones anuales ocurridos en los meses de Diciembre-Marzo y el 30% de las precipitaciones anuales (de escasa lluvia) en los meses de Abril- Noviembre.

Las precipitaciones fluctuaron en los meses de Enero-marzo entre 45 mm registrado en el mes de Febrero de 1990 y 150.6 mm registrado en el mes de Marzo de 1989 (Fuente: SENAMHI para los años 1988-1994). La temperatura media mensual más alta oscila entre 18 °C y 20.9 °C (mes de Noviembre) y la temperatura media mensual más baja oscila entre 16 °C y 19.1 °C (meses de Junio y Julio), también se indica que la temperatura máxima media mensual que se registro es de 27.6 °C en el mes de Noviembre de 1988, así como también la temperatura mínima mensual oscila entre 5 y 7 °C (Fuente SENAMHI-Ayacucho)

a) Humedad Atmosférica

La humedad atmosférica es de 45% a 50% (ver Anuario Estadístico del Peru 1971, Vol. XXIX, p.199),

b) Vientos

Los vientos tienen las direcciones de Norte, Noreste y Noroeste con intensidades que no superan los 7 m/s, que de acuerdo a la escala de Vientos de Beaufort de 17 niveles (entre la calma y vientos huracanados), corresponde al nivel 4 de brisa moderada.

3.2.2.4 Suelos

Los suelos en el área de estudio tienen diferentes características según los estudios de suelos realizados por los diferentes proyectos en la zona correspondiente a la cuenca Yanaccacca. Los tipos de suelos encontrados son Arenos-Limoso, Grava-Limoso y Grava-Arcilloso ver el mapa de clasificación de suelos anexo V.

3.2.2.5 Uso de Suelos y Cobertura

El uso de suelos y cobertura fueron obtenidos mediante imágenes satelitales (Google Earth) y con ayuda de imágenes raster para su distribución y se clasifican en:

a) Suelos con Población Urbana

Este suelo abarca un área de 118,641.88 m² y está caracterizado por calles no pavimentadas en un 95% aprox., sin áreas verdes, con edificaciones de viviendas rústicas de adobe y techos de calamina en un 85% aproximadamente, figura 3.1 y anexo VI.

b) Suelos Pobrementemente Forestados

Este suelo abarca un área aprox. de 117,883.48 m² y está cubierta de pastos naturales aislados, arbustos naturales enrarecidos así como de cabuyas y poca o ninguna vegetación arbórea, figura 3.1 y anexo VI.

c) Suelos Regularmente Forestados

Estos suelos abarcan una extensión aprox. de 45,019.61 m² constituida de vegetación arbórea (Eucalipto) y pastos naturales regularmente distribuidas en las superficies de las cabeceras y riberas de las quebradas tal como muestra el modelado fisiográfico de la cuenca, figura 3.1 y anexo VI.

d) Suelos Yermos

Estos suelos están ubicadas en la cabecera de la cuenca y tienen una extensión aprox. de 60,358.24 m², son suelos que carecen de cobertura vegetal, suelos infértiles y no aptos para cultivo. Ver figura 3.1 y anexo VI.

3.3 EQUIPOS DE MEDIDA UTILIZADOS

Se han utilizado dos equipos electrónicos de medida tales como la Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station) para la medición de la precipitación y el Registrador del Nivel de Agua (Wáter Level Logger WL 16).

3.3.1 Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station)

3.3.1.1 Ubicación

La Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station) está ubicado en las coordenadas UTM 18L 582834.68 m de longitud Este y 8545539.07 m de latitud Sur a una altura de 2894 msnm enmarcado en la cuenca urbana Yanaccacca correspondiente a la zona de estudio. Ver anexo III.

3.3.1.2 Descripción de la Estación Climatológica Inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station)

Esta estación meteorológica inalámbrica tiene un conjunto de sensores versátiles que se unen al colector pluvial, como los sensores de temperatura, humedad y el anemómetro todos integrados en un solo paquete de sensores, y consta de los siguientes componentes:

a) Estación Inalámbrica Ventage Pro2 ISS

La estación inalámbrica es un conjunto integrado de sensores (Integrated Sensor Suite ISS) que tiene la capacidad de controlar el viento mediante el anemómetro. La precipitación a través de un colector de precipitación de 200 cm² de área, la temperatura y la humedad a través de los sensores de la humedad y temperatura internamente protegido de la radiación.

La Estación Inalámbrica Ventage Pro2 tiene la capacidad de transmitir datos del sensor afuera desde el ISS a la consola a través de una radio frecuencia de baja potencia para su posterior visualización de los registros en una laptop o una desktop. Ver la figura 3.2

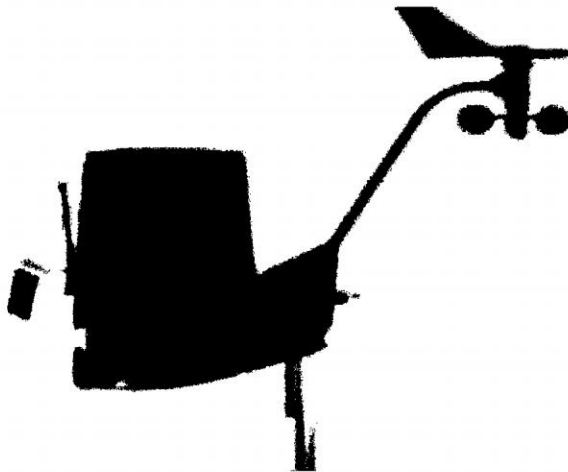


Figura 3.2 Estación climatológica inalámbrica Ventage Pro2 (Wireless Weather Station)

b) Consola Ventage Pro2

La consola es un aparato electrónico digital que mide 240mm x 150mm x 38mm, con una ventana de visualización de 150mm x 90mm y un conjunto de 12 teclados de comando además de los teclados de

desplazamiento que sirven para su calibración y configuración personal, mediante esta consola se observan las mediciones de la velocidad del viento y su dirección, temperatura del medio ambiente, humedad, y precipitación por otro lado además de registrar los datos climáticos de la estación inalámbrica, proporciona gráficos, funciones de alarma y se interconecta a una computadora utilizando su propio software el WeatherLink. La consola inalámbrica tiene la ventaja de no utilizar el cable de suministro de energía y en su lugar utiliza tres baterías alcalinas para su funcionamiento. Ver la figura 3.3

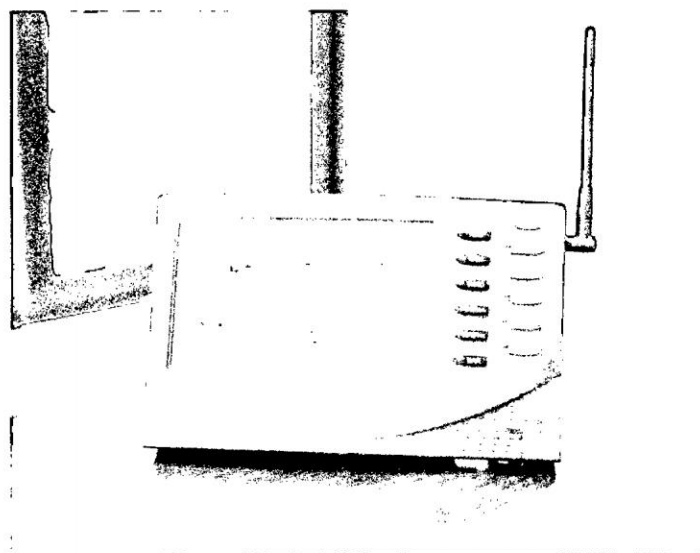


Figura 3.3 Consola Ventage Pro2.

c) **Software WeatherLink**

El software WeatherLink conectan la Estación Ventage Pro2 directamente con la computadora proporcionando una mayor capacidad de monitoreo del clima, una preservación continua de los registros de los datos, y una conexión a internet. El registro de datos del WeatherLink se ajusta cómodamente en la consola almacenando los datos del clima aun cuando la

computadora esté apagada. Permite ver las condiciones actuales de un vistazo en el boletín instantáneo meteorológico, los gráficos de los datos diarios, semanales y anuales. Generar resúmenes, analizar tendencias y crear tu propio sitio web climático. El Data Logger del WeatherLink puede almacenar hasta 2560 registros (un registro de 52 bytes por intervalo de archivo) para su transferencia a un ordenador. El registro de los archivos se almacena en 128 k de memoria no volátil protegiendo los datos aun cuando la consola pierda energía. Los máximos, mínimos, promedios y los totales son tomados sobre el intervalo del registro, el cual es seleccionado por el usuario en incrementos de 1, 5, 10, 15, 30, 60 o 120 minutos. El Data Logger puede almacenar hasta 6 meses los valores de los datos dependiendo de la elección del intervalo de almacenamiento. Ver la figura 3.4

3.3.2 Registrador del Nivel de Agua (Wáter Level Logger WL 16)

3.3.2.1 Ubicación

El Registrador del Nivel de agua (Wáter Level Logger WL 16) está ubicado en las coordenadas UTM 18L 582847.46 m de longitud Este y 8545511.98 m de latitud Sur a una altura de 2884 msnm enmarcada en la cuenca urbana Yanaccacca correspondiente a la zona de estudio. Ver anexo III.

3.3.2.2 Descripción del Registrador del Nivel de Agua (Wáter Level Logger WL 16)

El WL16, Registrador del nivel de agua, es una combinación del datalogger y el transductor de presión sumergible diseñado para el

monitoreo remoto y el registro del nivel del agua o datos de presión. El registrador del nivel de agua puede registrar más de 81,000 lecturas y tiene cuatro opciones únicas de registro, rápido (10 pruebas por segundo), a intervalo programable (desde 1 segundo hasta varios años), logarítmico, y excepcional. Múltiples rangos de profundidad son accesibles desde los 3 hasta los 500 pies de cambios del nivel de agua. Tiene 25 pies de cable externo es estándar en todos los registradores del nivel de agua, y las longitudes de cable opcional están disponibles desde la fábrica hasta los 500 pies.

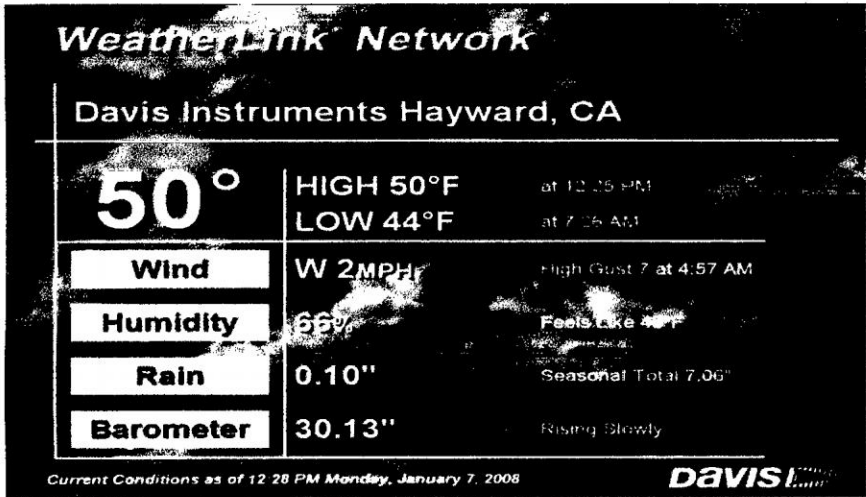


Figura 3.4 Software WeatherLink

El WL16, Registrador del Nivel de agua, está alojado en una cubierta cilíndrica resistente al clima, lo cual se resbala dentro de un tubo estándar de PVC de 2 pulgadas. Los registradores de niveles de agua son fácilmente adaptables con el hardware estándar para el montado en manantes, corrientes de flujo o en otras instalaciones. Dos baterías alcalinas internas de 9 VDC energizan a cada uno de los registradores del nivel de agua por aproximadamente un año aun si una de las baterías falla. Una tercera batería

de litio a bordo asegura que sus datos estén seguros en caso de que ambas baterías de 9V fallen. Todos los Registradores del nivel de agua incluyen el Window y el Software PDAs (personal data assistants) asistente de datos personales, permitiendo fácilmente descargar los datos a una computadora portátil, computador de escritorio o PDA para transferir a programas de hoja de cálculo

El WL16, el transductor de presión sumergible despresurizado del registrador del nivel de agua está completamente encapsulado con marine grade epoxi. La parte electrónica es encapsulada a fin de que la humedad nunca pueda filtrarse a través del sellado del anillo o en la manera de trabajar en el interior del tubo despresurizado y causar la deriva o falla del sensor, como es el caso de muchos otros sensores despresurizados. El tubo despresurizado es sellado directamente al elemento sensible a la humedad, y cualquier humedad que puede entrar en el tubo despresurizado desde el alojamiento solo contactará la parte cerámica, no la electrónica. La mayoría de agencias federales, las universidades, y asesores medioambientales recomiendan los sensores de nivel de agua despresurizados para mejores resultados del monitoreo. Ver la figura 3.5. Los componentes del registrador del nivel de agua y sus características son:

a) Data Logger del Nivel de Agua WL16

- Energía: Dos baterías alcalinas de 9VDC
- Vida útil de la Batería: Hasta 1 año (dependiendo del intervalo de registro)

- Protección de la Humedad: El recubrimiento protector (ayudas a prevenir daños a la electrónica de la condensación)
- Temperatura: - 40 ° hasta +185 ° F (- 40 ° hasta +85 ° C)
- Humedad: De 0-95% no condensado



Figura 3.5 Registrador del nivel de agua (Wáter Level Logger WL 16)

- Memoria: Memoria flash no volátil.
- Modos de muestreo: A velocidad alta (10 muestra por segundo), a intervalos fijos (programables de 1 s. hasta > 1 año), logarítmicas y excepcional
- Reloj: Sincroniza el tiempo y la fecha de la computadora de usuario
- Tamaño: De 1-7/8 pulgadas de diámetro x 11-1/2 pulgadas de longitud (4.8 cm de diámetro x 29.2 cm de longitud) (cabe dentro de 2 pulgadas), de acero inoxidable protegido de UV con PVC y orificios para la compensación de presión barométrica
- Peso: Pesa 1.6 lbs (0.7 kg) (con batería y 25 ' de cable)

-Puerto de Comunicación: El WL16S tiene puerto RS-232, con conector circular de 4-pines. Ver la figura 3.6



Figura 3.6 Data Logger del nivel de agua WL16.

b) Software de registradores de nivel Global Water

- Compatible: Con Microsoft Windows 98, 2000, NT, XP, Vista, y 7
- Características: Mostrado tabular/salida impresa; los datos en hoja de cálculo estándar con formato (CSV); alarma programable de inicio y de tiempo de parada; software de calibración en campo y archivos de ayuda incluidos

c) Cable despresurizado

- Conductores: 4 cada uno de 22 AWG
- Material: Cubierta de Marine Grade de poliéster, tubo de despresurizado de polietileno, totalmente cubierta de una lamina metálica
- Cubierta: de aluminio Mylar
- Diámetro Exterior: 0.306 pulgadas (0.78 cm)
- Rango de Temperatura: - 22 ° hasta +185 ° F (- 30 ° hasta +85 ° C)

-Longitud: Estándar 25 ft (7.62 m) (hasta 500 ft (152.4 m) en fábrica)

d) Transductor de Presión Sumergible

-Elemento Sensor: Diafragma de Silicona, entre el transductor mojado y la humedad

-Rango de medición del nivel del agua: 0-3, 15, 30, 60, 120, 250, 500 ft

-Linealidad y Histéresis: ± 0.1 % FS

-Tiempo de Calentamiento: 3 segundos se recomienda

-Sobrepresión: No exceder 2 veces el rango de la escala total

-Exactitud: ± 0.1 % de la escala total a una temperatura constante ± 0.2 % sobre los 35 ° F hasta 70 ° F (1.37 ° hasta 21.1 ° C)

-Compensación: Usa compensación dinámica de temperatura desde los 30 hasta los 70 ° F (- 1.1 hasta 21.1 ° C). Compensación automática de presión barométrica

-Hospedaje: De 13/16 " de diámetro x 5-1/2" de longitud (2 cm de diámetro. x 14 cm longitud) (bastante pequeño para uno 1 ")

-Material: Acero inoxidable del 304L, con SS microscreen (centenares de orificios impidiendo ensuciarse), la parte de la electrónica están totalmente encapsulados en marine grade epoxi, garantizado para no filtrar.

3.3.3 Medición de Precipitación

La lluvia nos impacta a todos, desde la falta de lluvia durante la sequía hasta los peligros de inundaciones repentinas cuando recibimos

demasiadas precipitaciones intensas. Para algunos intereses tales como jardineros, agricultores, y meteorólogos los datos de medición de lluvia es información crítica. En el caso del presente trabajo de tesis lo que se hizo para registrar y medir las precipitaciones fue en principio ubicar la estación meteorológica inalámbrica en la cuenca de análisis (estación Killa), previo un estudio de reconocimiento y delimitación de la cuenca in situ, ver el mapa de ubicación anexo III y Anexo de fotos, posteriormente el mecanismo de medición de la precipitación se realiza de manera automática a través de los equipos de sensores electrónicos de la estación climática, iniciándose el registro de la lluvia en el colector pluvial que tiene un área de recolección de 200 cm^2 y la vierte por un embudo hacia un dispositivo pluvial de medida. En una forma artesanal de medición pluvial (uno tiene que hacer manualmente el vaciado), y el dispositivo pluvial de medida es un cilindro graduado. En la estación meteorológica inalámbrica el mismo vaciado se hace mediante el volteo de la cubeta con la precipitación calibrada para la medición de la precipitación. La lectura es luego transmitida a la consola interior a través de ondas de radio para su registro y visualización numérica de la información, y luego mediante un software (WeatherLink) la información registrada en la consola es descargada a una laptop o una desktop para un mejor manejo de la información.

El registro en la estación meteorológica electrónica establecida en la cuenca Yanaccacca se realiza a través de la “cubeta basculante” consistente en dos cubetas pequeñas montado en un punto de apoyo (equilibrado por un

sube y baja), ver la figura 3.7. Las cubetas pequeñas son fabricadas con una tolerancia de ajuste para asegurar que mantenga una cantidad exacta de precipitación, típicamente de 0.01 pulgada o 0.2 mm. El ensamblaje de la cubeta basculante es ubicada por debajo del colector pluvial, la cual vierte por un embudo la precipitación hacia la cubeta. Cuando la lluvia llena la cubeta diminuta, este pierde el equilibrio y se voltea, vaciándose al mismo tiempo que la otra cuchara gira sobre su eje en su lugar para la siguiente lectura. La acción de cada uno de los eventos de volteo acciona un interruptor pequeño que activa el sistema de circuitos electrónicos para transmitir la cuenta a la consola bajo techo, registrando el evento como 0.01 pulgadas de precipitación, para luego la precipitación acumulada sea graficada a intervalos programables de hasta 1 min mediante el software weatherlink. En el medidor pluvial inalámbrico, esa cuenta es transmitida por una señal de radio.

Los calibradores pluviales se usan para registrar la precipitación acumulativa en una posición dada y para un tiempo dado. Pero hay una variedad de factores que pueden afectar las mediciones pluviales del calibrador. Los edificios, la decoración externa y los árboles, y aún el viento pueden impactar en la cantidad de precipitación alcanzada por el detector pluvial. La colocación correcta es crítica para asegurar que las lecturas pluviales del sensor sean una representación precisa de las tasas reales de las mediciones de la precipitación y las cantidades que han caído.

Las tasas de la lluvia son generalmente descritas como ligeras, moderada o pesada. La precipitación ligera es considerada menor de 0.10 pulgadas de precipitación por hora. Las medidas de precipitación moderadas de 0.10 a 0.30 pulgadas de precipitación por hora. La precipitación pesada es mayor de 0.30 pulgadas de lluvia por hora. La cantidad de la lluvia es descrita como la profundidad de agua que alcanza la tierra, típicamente en pulgadas o en milímetros (25 mm es igual a una pulgada). Una pulgada de lluvia es exactamente eso, agua que tiene una pulgada de profundidad.

3.3.4 Medición de Caudal

Para la medición de los niveles de agua en principio se hizo un estudio de análisis de ubicación del Sensor Data Logger del nivel de agua (Limnigrafo) de tal manera que toda la escorrentía superficial de precipitación de la cuenca de estudio sea captado en nuestro punto de aforo (estación Killa), luego de la ubicación se procedió a la construcción de la caseta del equipo registrador del nivel de agua sobre la cuneta de la Vía los Libertadores, ver los planos de construcción en el anexo de planos de la caseta limnigráfica y de ubicación anexo III. Posteriormente montado el equipo (Data Logger, Cable Despresurizado, Transductor de presión sumergible) se inicia el registro de los niveles de escorrentía continua en la cuneta abierta de sección triangula de manera automática, para cada evento de precipitación de 24 hrs, a través del sensor transductor de presión y el Data Logger a intervalos programados de 2 s. Aquellos registros

almacenados luego serán visualizados y analizados en una laptop o una desktop.

3.4 DISCRETIZACION EN SUBCUENCAS

La discretización de la cuenca Yanaccacca consiste en subdividir la cuenca en subcuencas, teniendo en cuenta los niveles topográficos del terreno y la dirección de los flujos de escorrentía así como de las observaciones in situ de los cursos de escorrentía, principales y secundarios. De esta manera se hicieron varias subdivisiones de la cuenca para un mejor análisis del modelado de la escorrentía de la cuenca, teniendo un punto de control para su aforamiento.

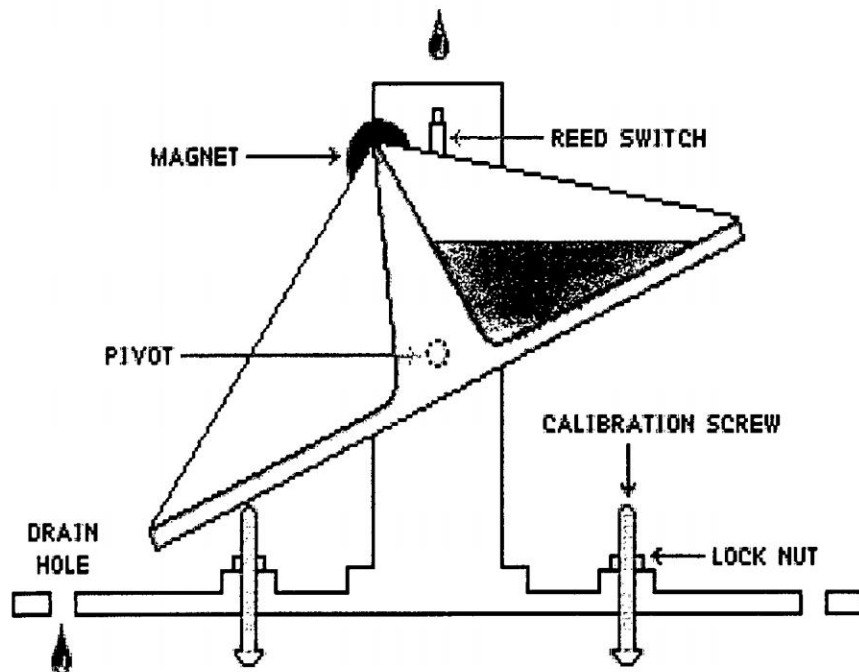


Figura 3.7 Cubeta basculante del colector pluvial

3.4.1 Aplicación del SIG

Luego de la delimitación de la cuenca de estudio se hizo la discretización con el uso del software Arcgis e imágenes ráster georeferenciadas, para luego a través de la superposición de las capas vectoriales obtener la información geoespacial de discretización de la cuenca. Las mismas que se muestran en el anexo VII de mapas de discretización de la cuenca urbana Yanaccacca.

3.4.2 Descripción de las Subcuencas

Las subcuencas tienen un curso principal de escorrentía superficial de precipitación pluvial, a donde afluyen los drenes secundarios, desde los planos adyacentes que vierten sus aguas proveniente de los techos de las casas, de los patios abiertos conectados a las calles, desagües de agua potable etc. Cada cual con características de pendientes similares y variables entre sí, desde los 20% hasta mayores de 300%, con cobertura vegetal similares y de variados arbustos, pastos naturales, cabuyas, árboles de eucalipto en densidades mínimas, con usos de suelo en su mayoría de edificación de viviendas rústicas de adobe sin drenajes pluviales, con calles y avenidas en un 90% no pavimentadas y sin cunetas de drenaje pluvial. Finalmente todas las subcuencas discretizadas vierten la escorrentía de precipitación en la cuneta de sección triangular de la Vía los Libertadores al pie de la cuenca las cuales son registradas en la estación de control de niveles de agua Killa. Ver el mapa de modelado fisiográfico en 3D de la cuenca urbana Yanaccacca figura 3.1.

3.5 HIETOGRAMAS DE LLUVIAS Y HIDROGRAMAS DE CAUDALES REGISTRADOS

Los hietogramas se obtuvieron a partir de las intensidades de precipitación registradas en la estación meteorológica inalámbrica Killa a intervalos de 1 minuto. Por otro lado los hidrogramas se obtuvieron a partir de los registros de los niveles de agua de la estación limnigráfica Killa a intervalos de 2 segundos. Teniendo en consideración las características de la sección triangular del canal de concreto se calculo el caudal mediante la fórmula de Manning. Tal como:

$$Q = \frac{Z_m}{n} * S^{1/2} * Y^{8/3} * \left(\frac{Z_m}{\sqrt{1+Z_a^2} + \sqrt{1+Z_b^2}} \right)^{2/3} \quad (3.1)$$

Donde:

$$Z_m = \frac{Z_a + Z_b}{2} \quad (3.2)$$

$$T = Y * (Z_a + Z_b) \quad (3.3)$$

$$P = Y * (\sqrt{1+Z_a^2} + \sqrt{1+Z_b^2}) \quad (3.4)$$

En la cual Q =caudal del canal triangular en m^3/s , T =ancho superficial en metros, Z_m = semisuma del valor reciproco de las pendientes transversales del canal (Z_a , Z_b), P =perímetro mojado en metros, Y =tirante del agua en metros, S =pendiente longitudinal del canal en m/m, n = rugosidad de Manning; cuyos datos del canal se muestran en la tabla 3.1

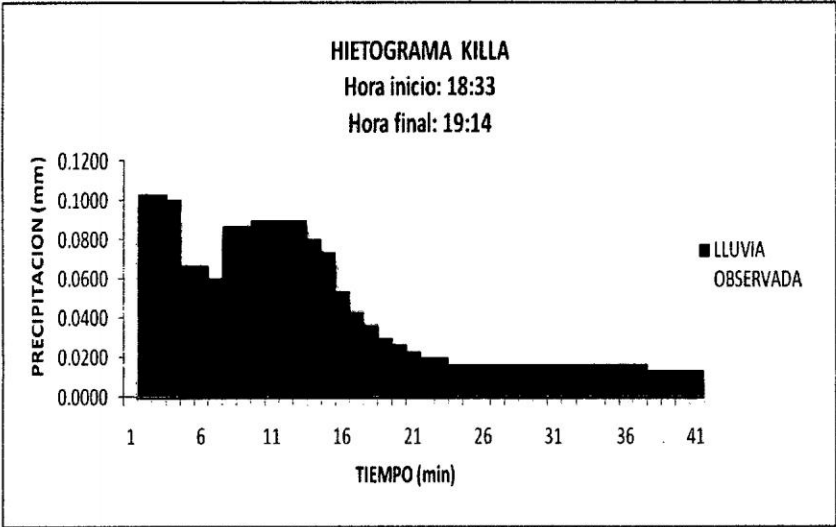
Tabla 3.1 Datos del canal de sección triangular

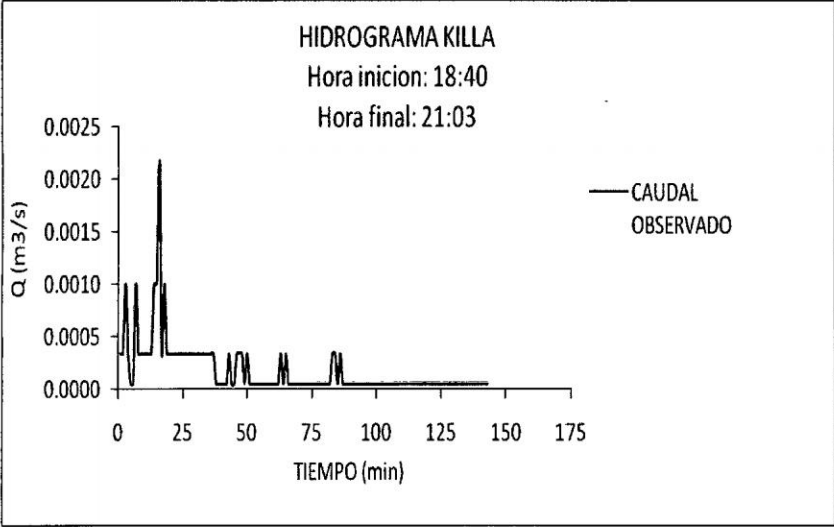
DATOS DEL CANAL DE SECCION TRIANGULAR	
S	0.07
$n_{concreto}$	0.013
Z_a	1.73
Z_b	0.52

Fuente: Elaboración Propia.

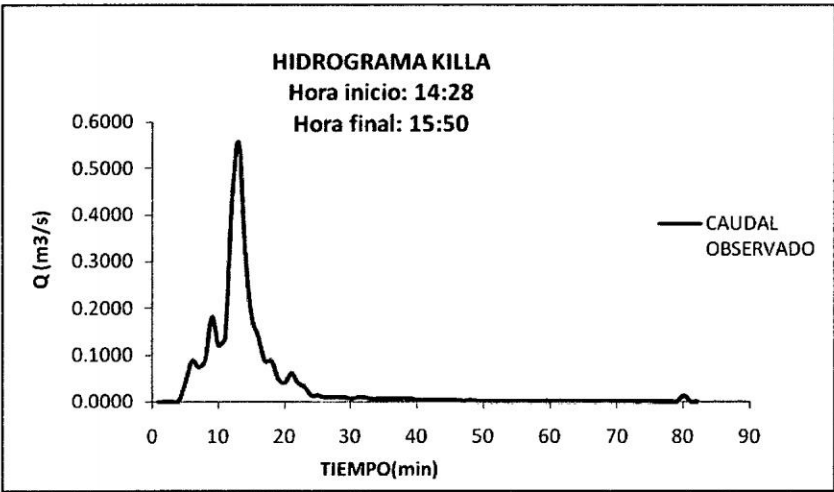
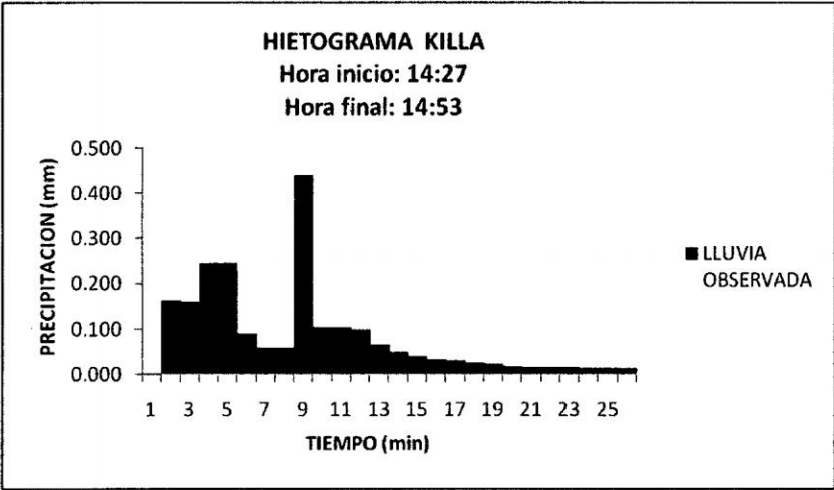
A continuación se muestran los gráficos de los diversos hietogramas y hidrogramas calculados y procesados durante los meses de Octubre – Diciembre del año 2009.las misma que han servido como fuentes observables de calibración de los modelos hidrológicos del HEC-HMS para la validación de los hidrogramas de caudales de la cuenca urbana Yanaccacca .

Día 06/10/2009

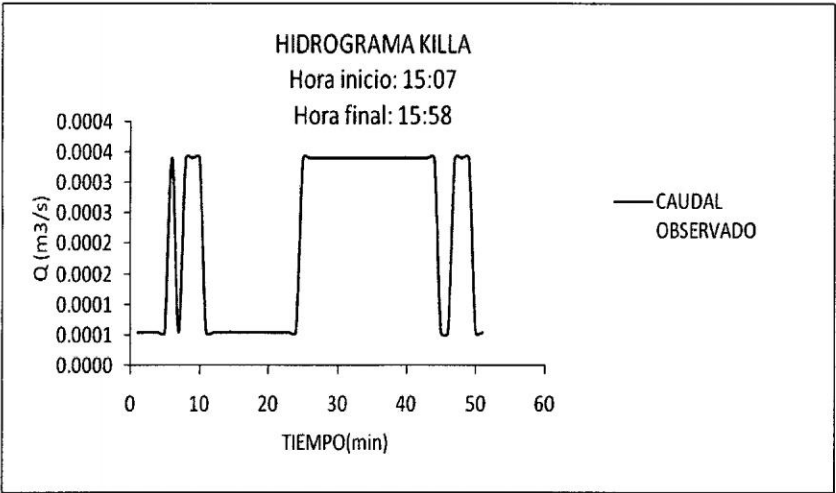
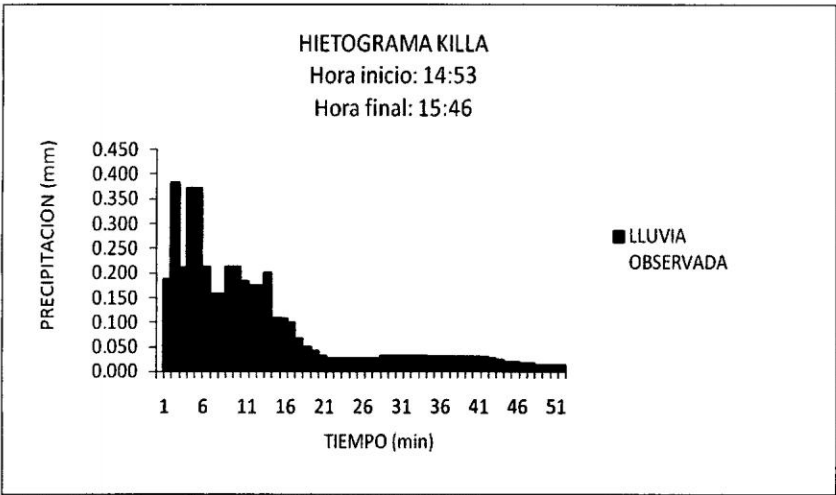




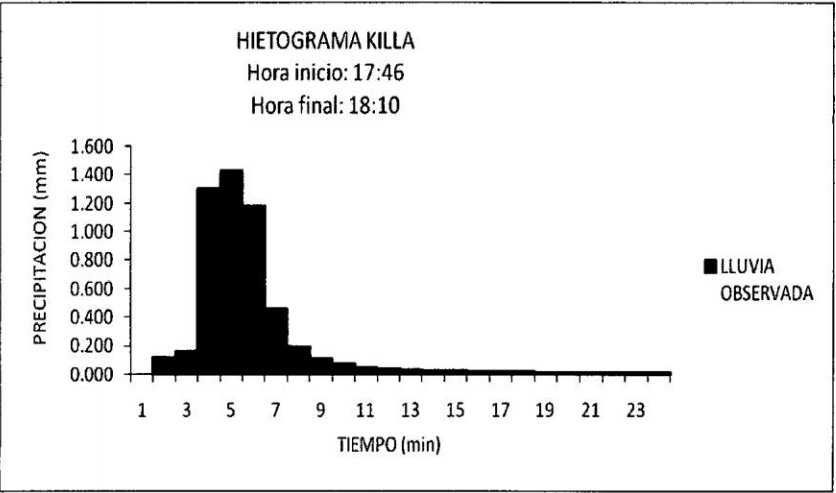
Día19/10/2009

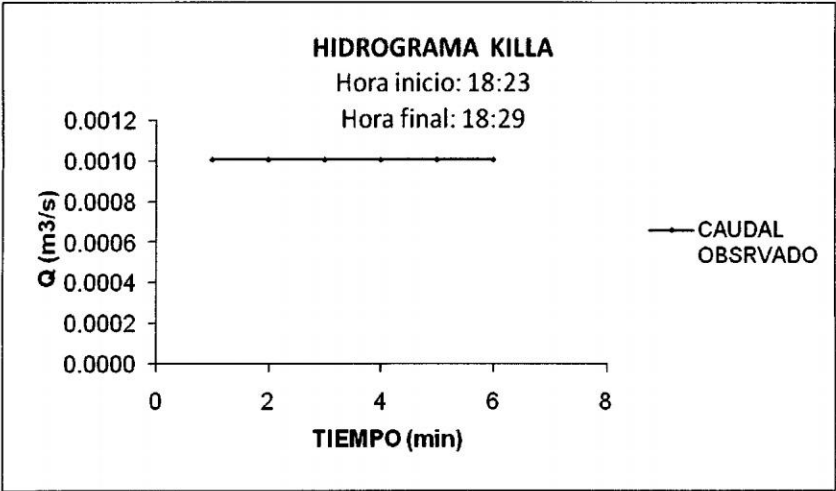


Día 20/10/2009

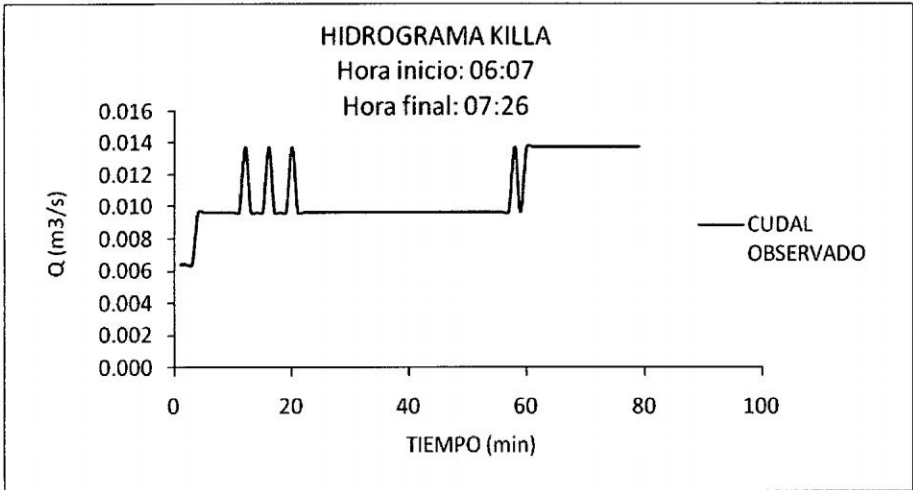
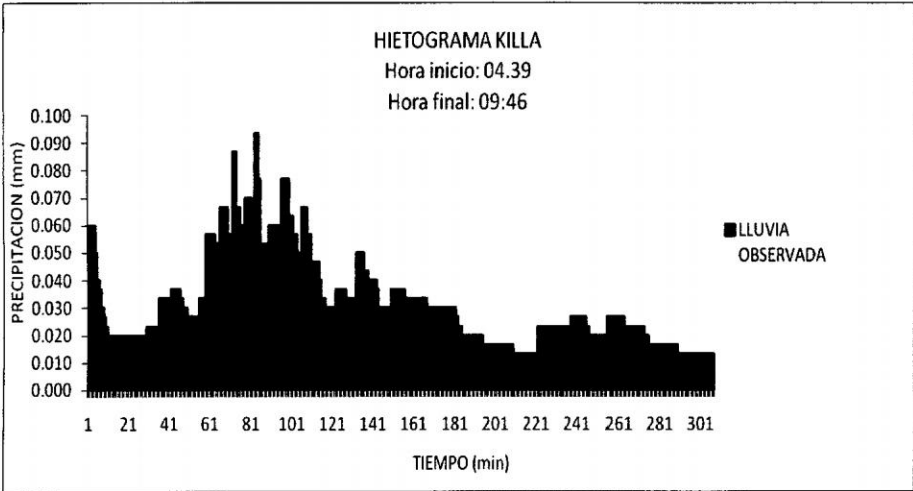


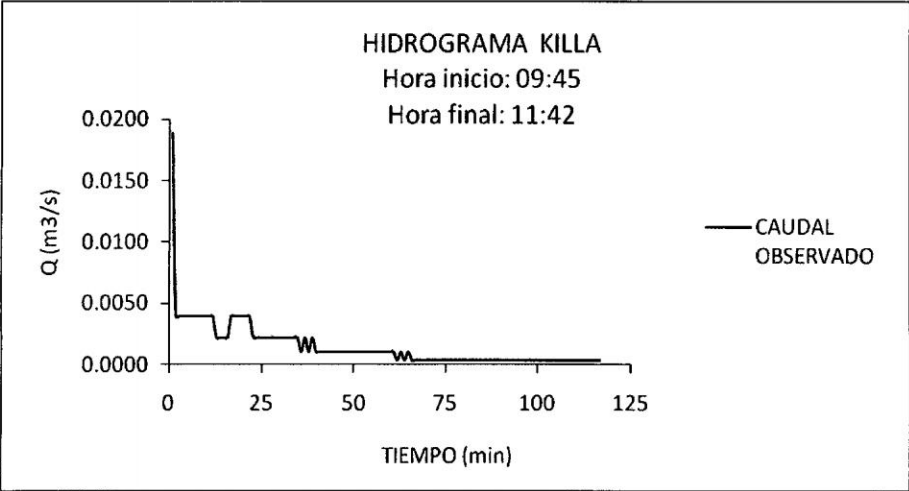
Día 21/10/2009



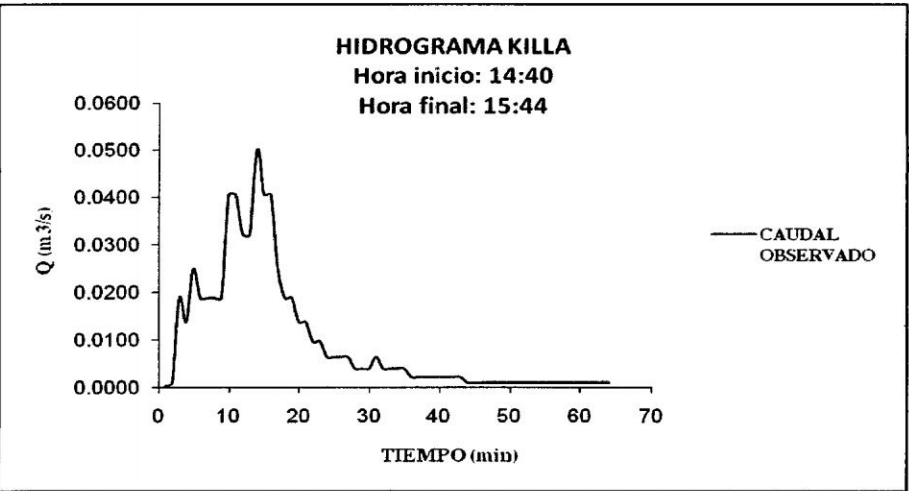
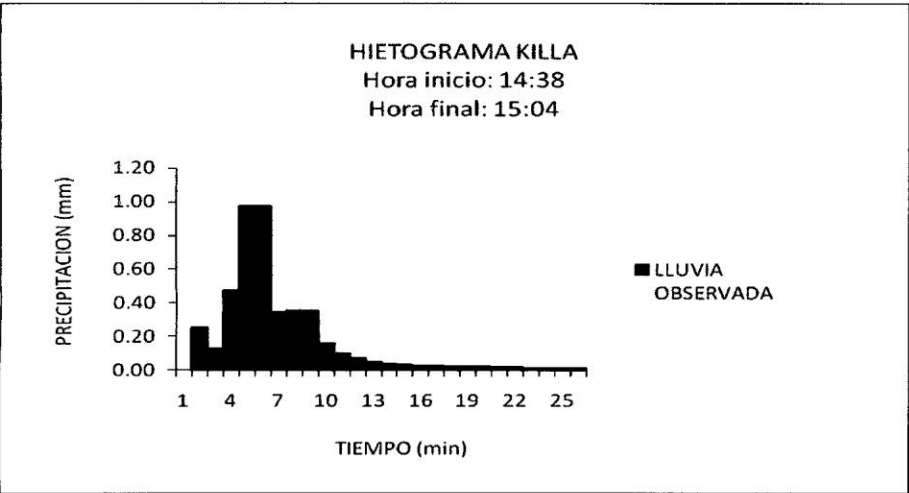


Día 23/10/2009

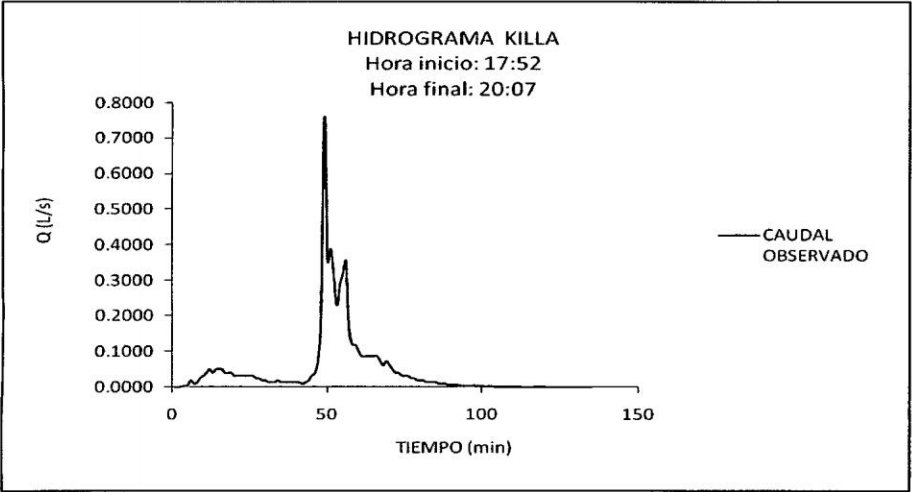
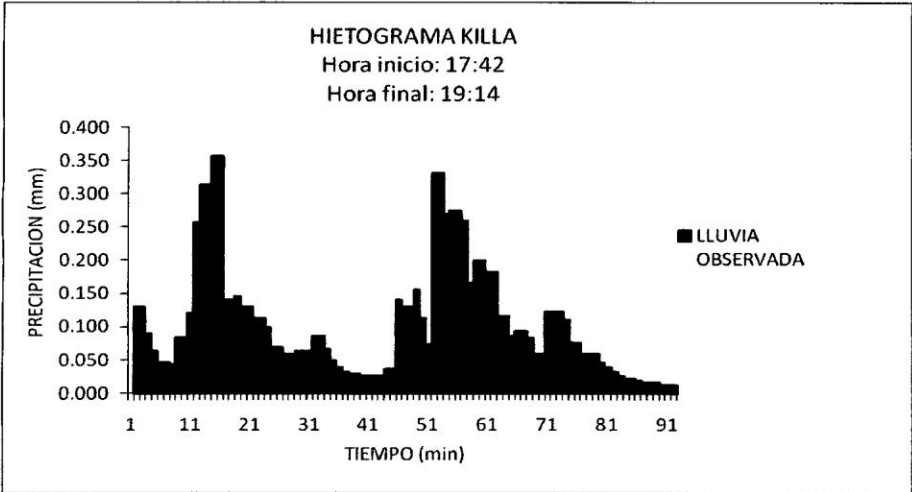




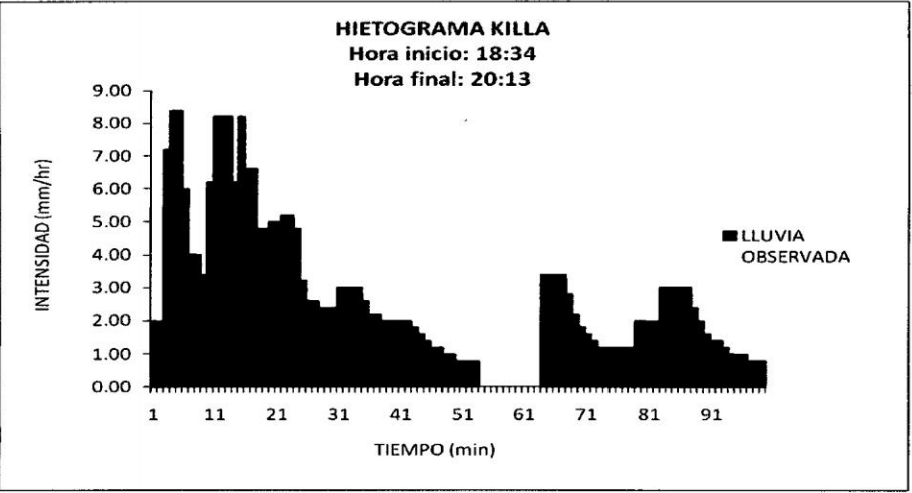
Día 24/10/2009

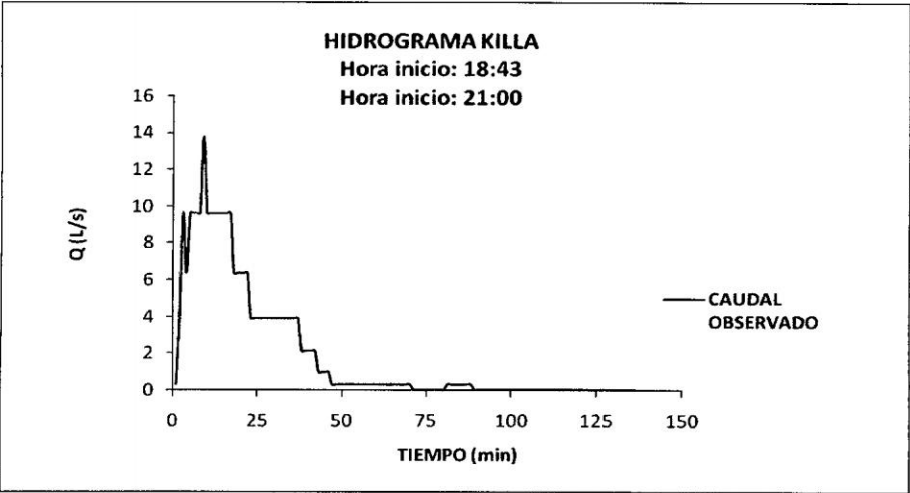


Día 25/10/2009

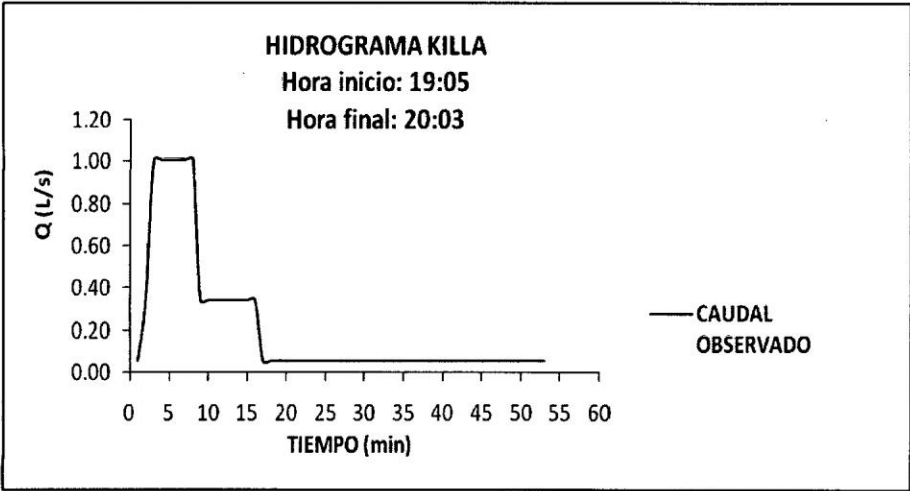
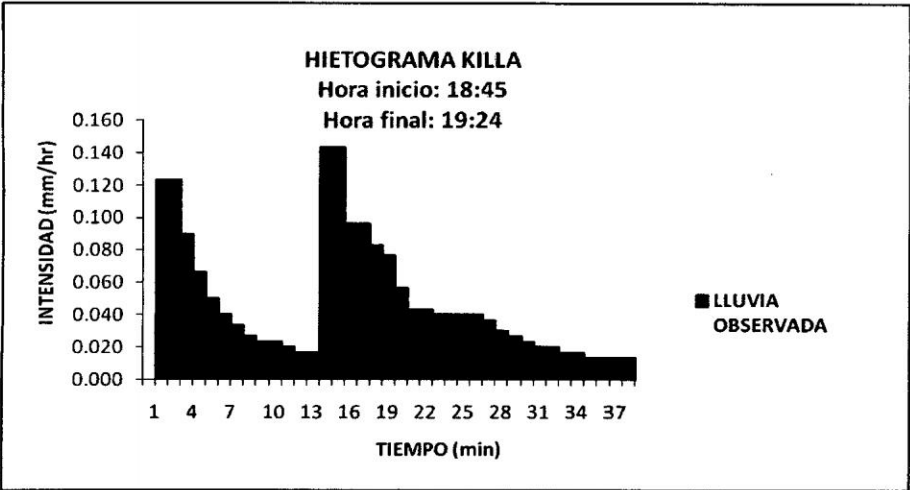


Día 01/11/2009

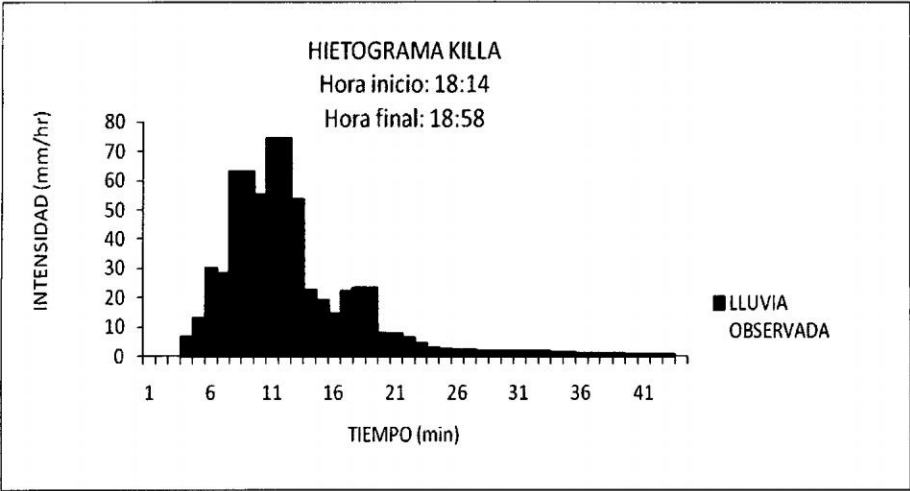




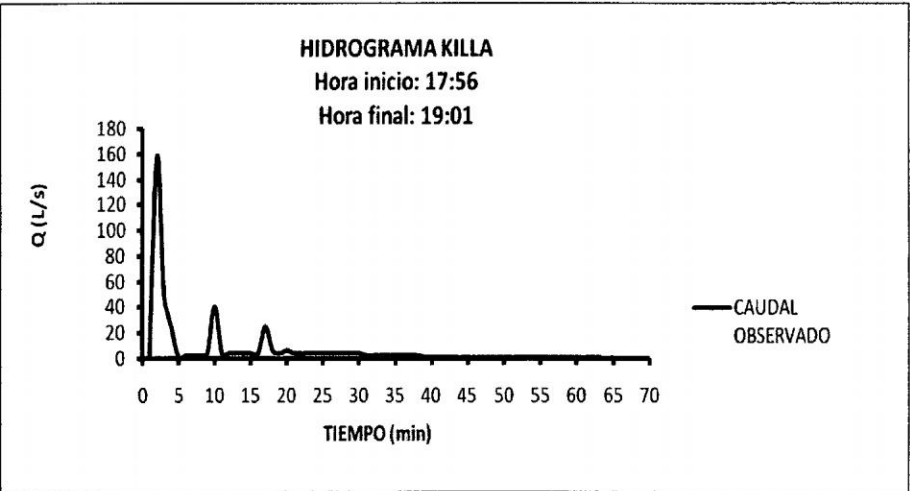
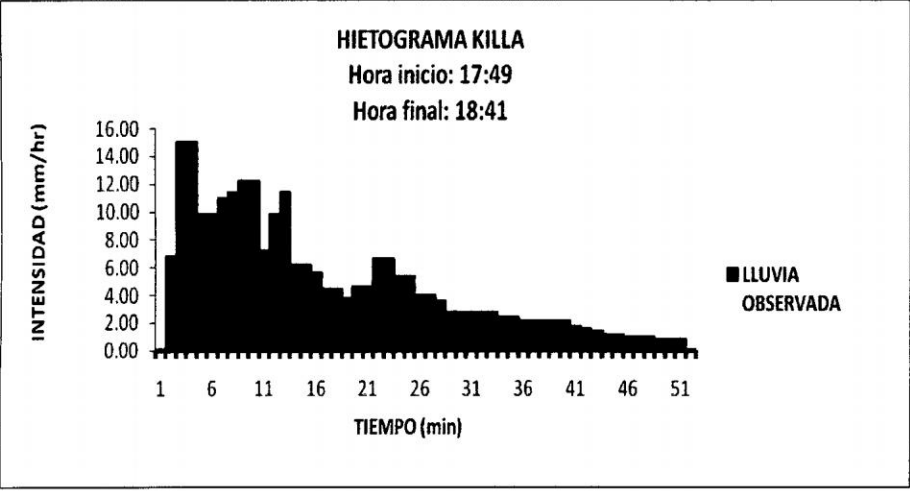
Día 03/11/2009



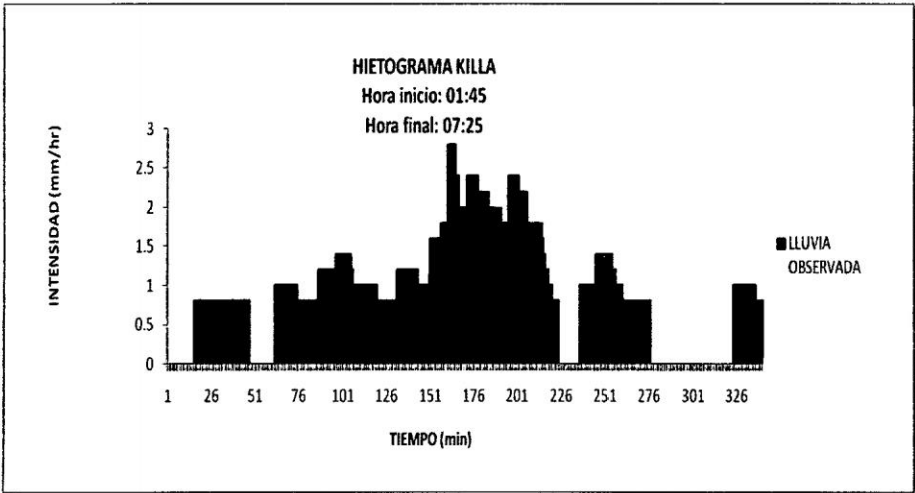
Día 18/11/2009



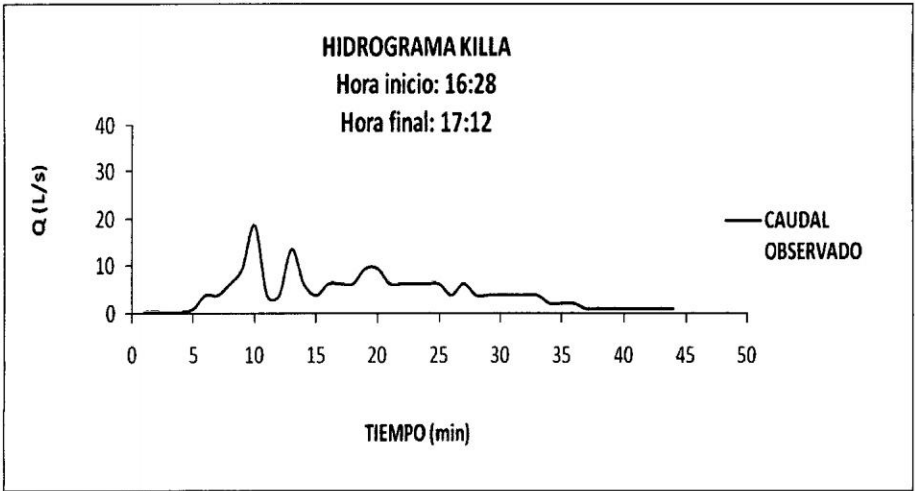
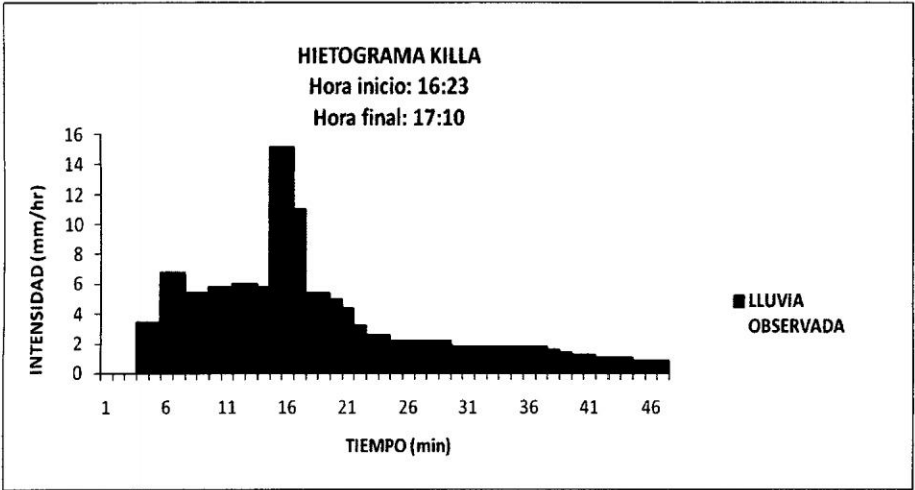
Día 22/11/2009



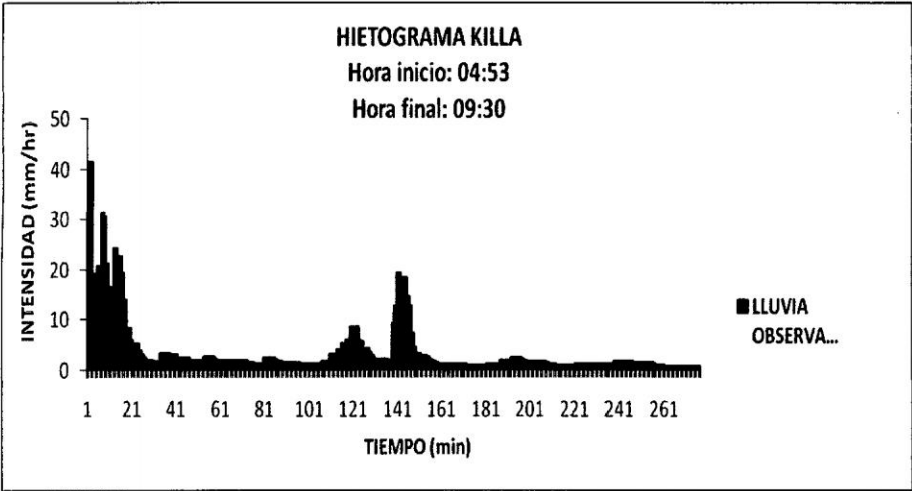
Día 23/11/2009



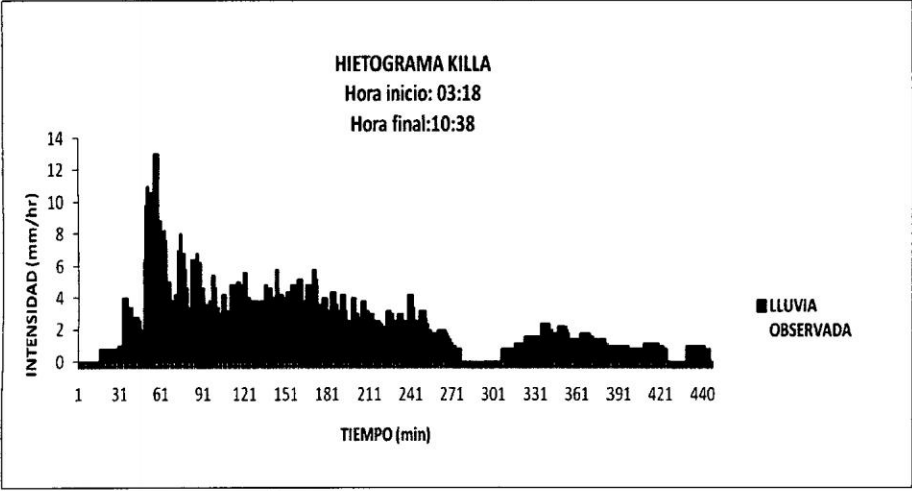
Día 28/11/2009



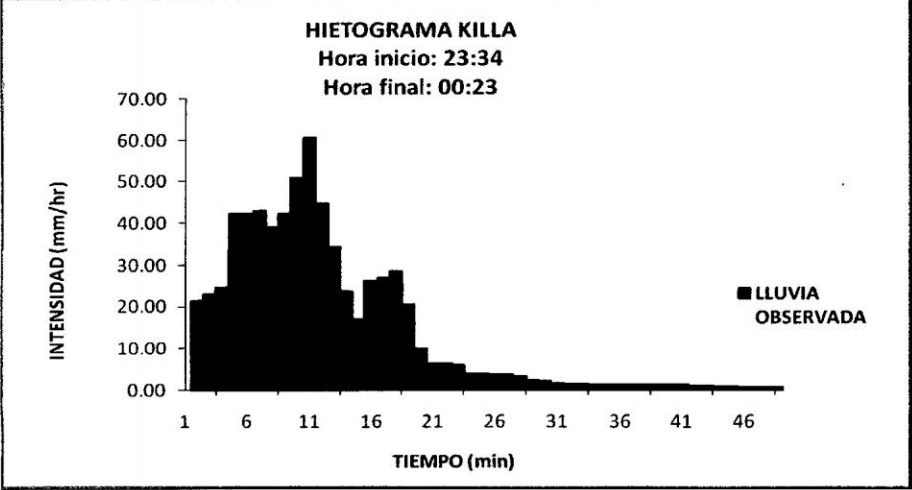
Día 29/11/2009



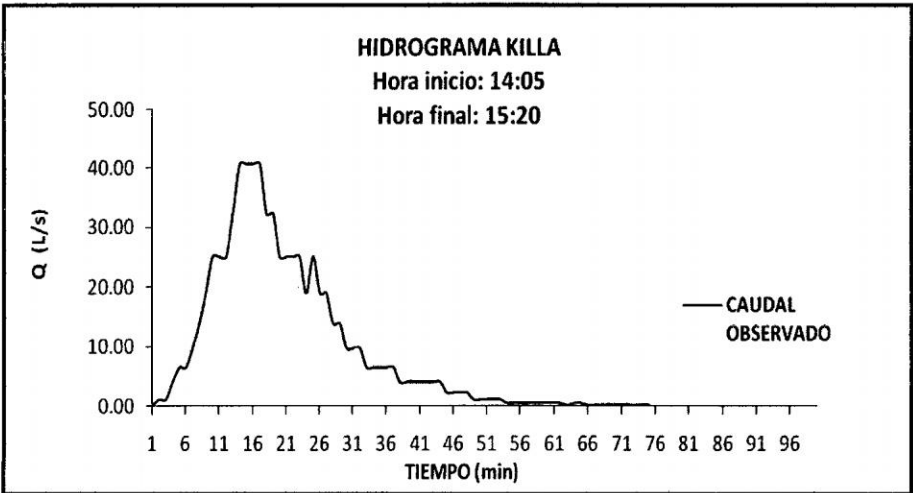
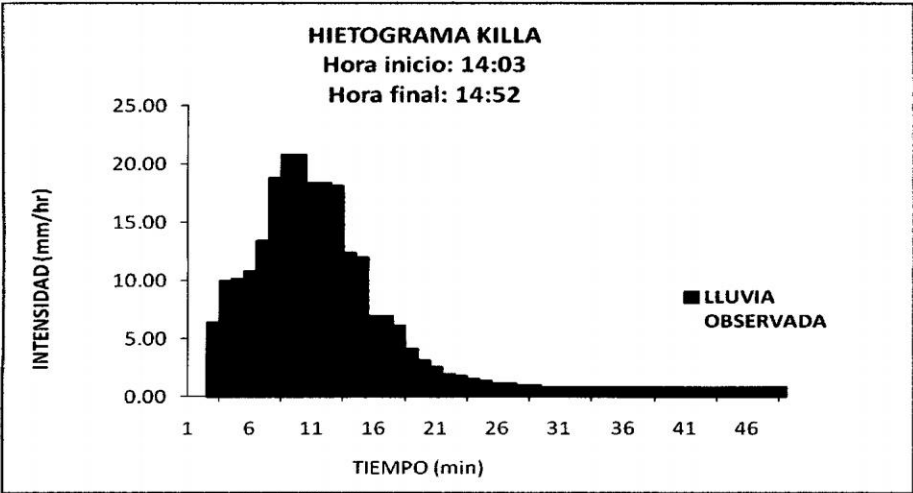
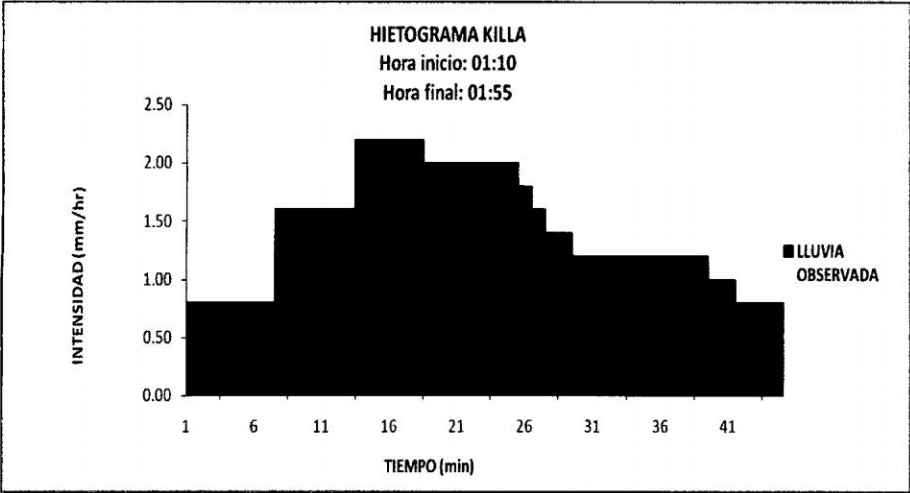
Día 01/12/2009

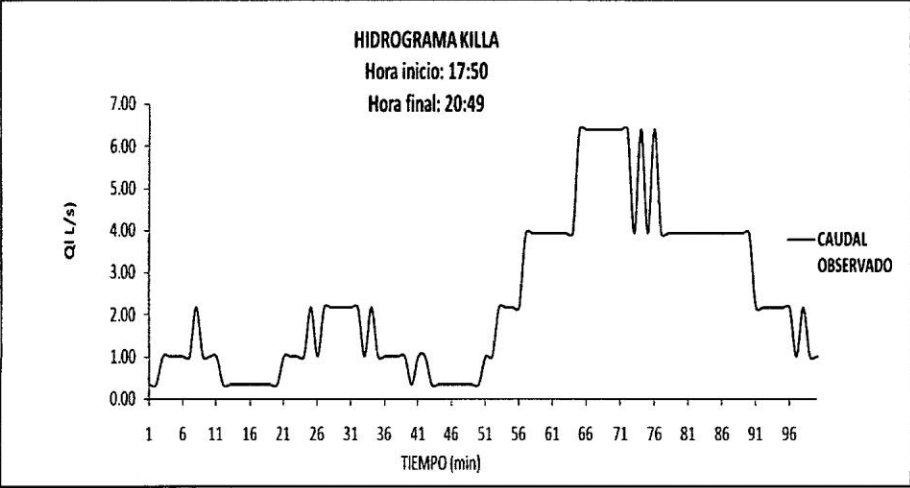
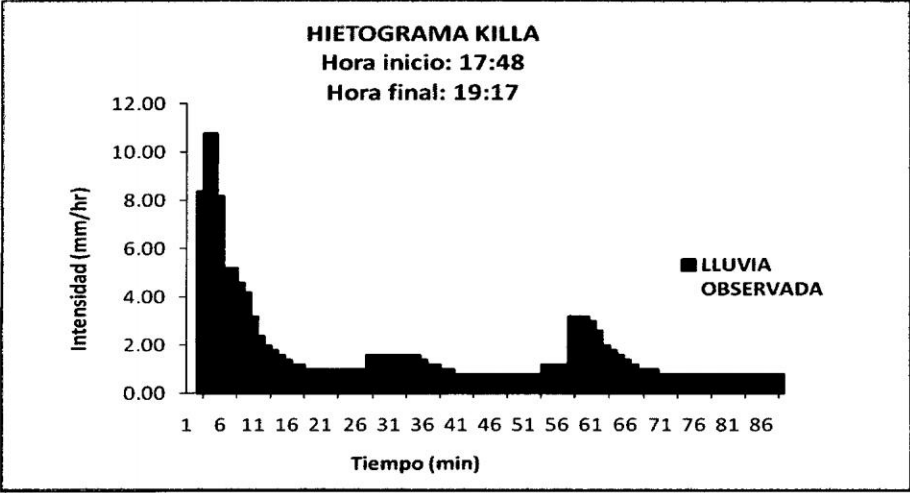


Días 02/12/2009, 03/12/2009

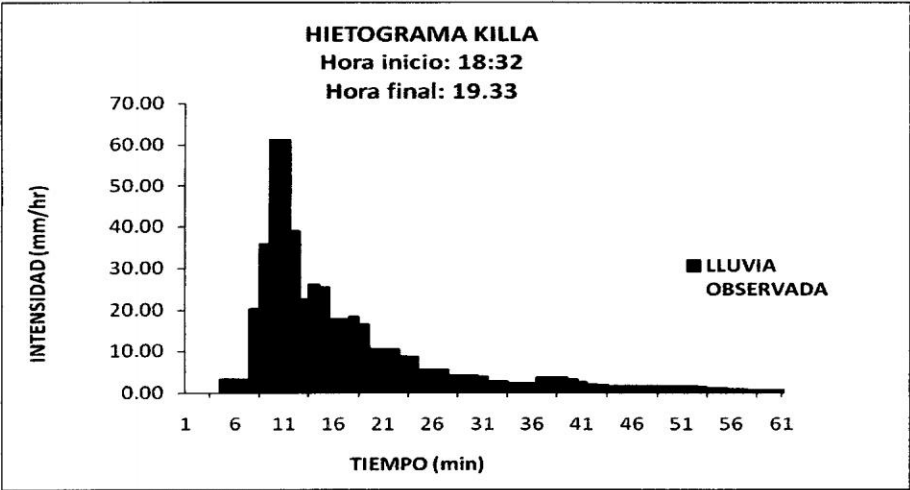


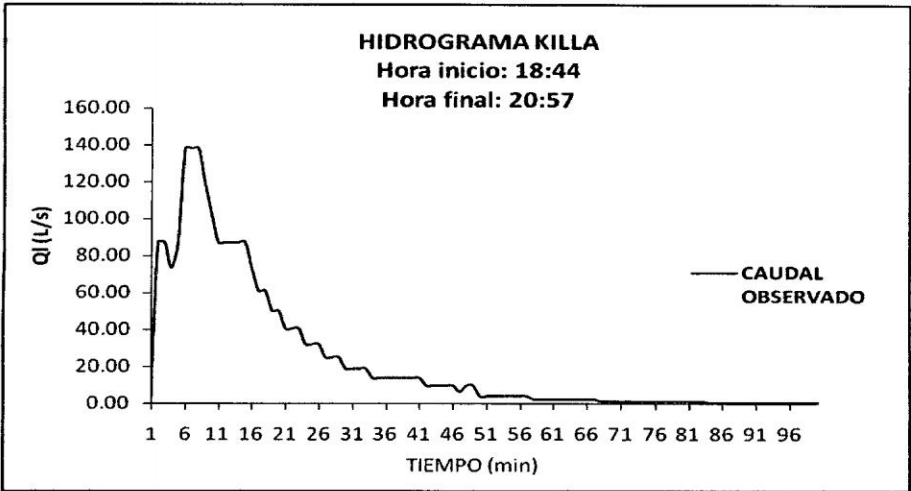
Día 03/12/2009



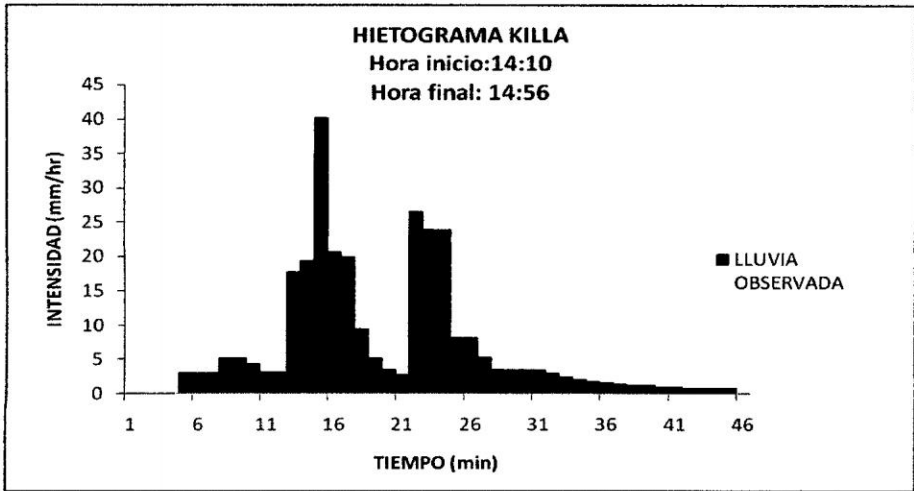


Día 07/12/2009

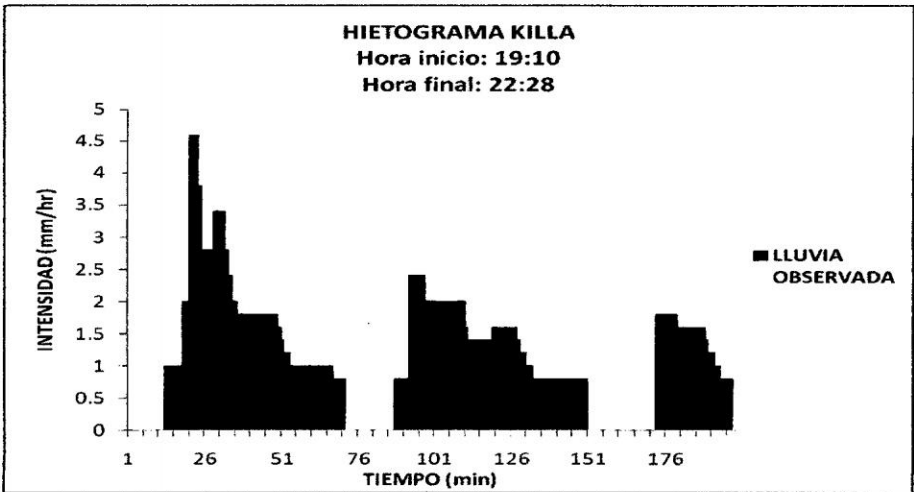


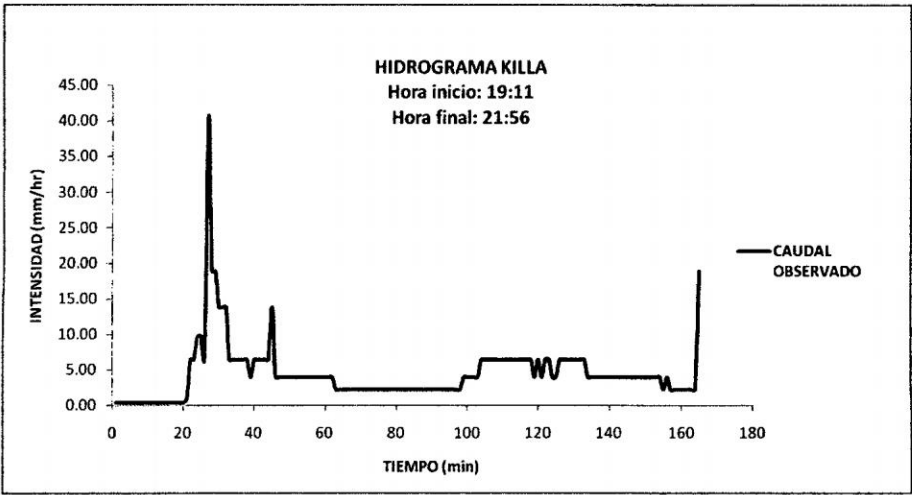


Día 08/12/2009

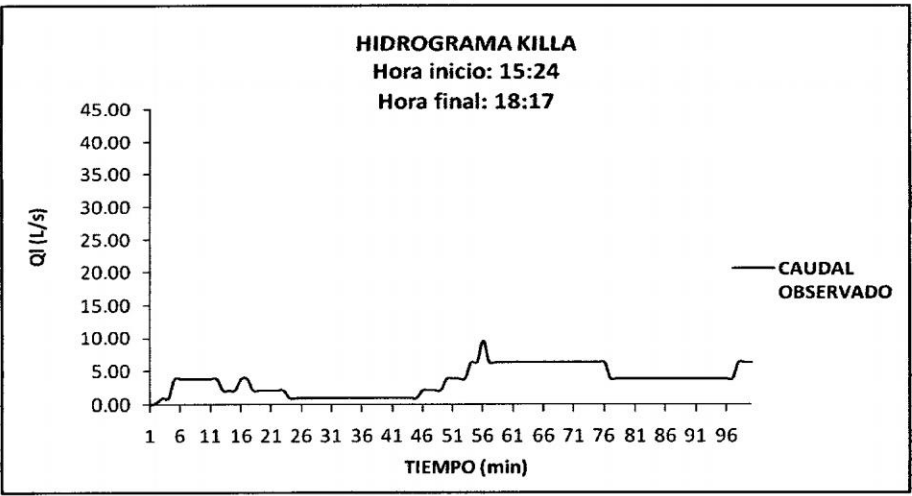
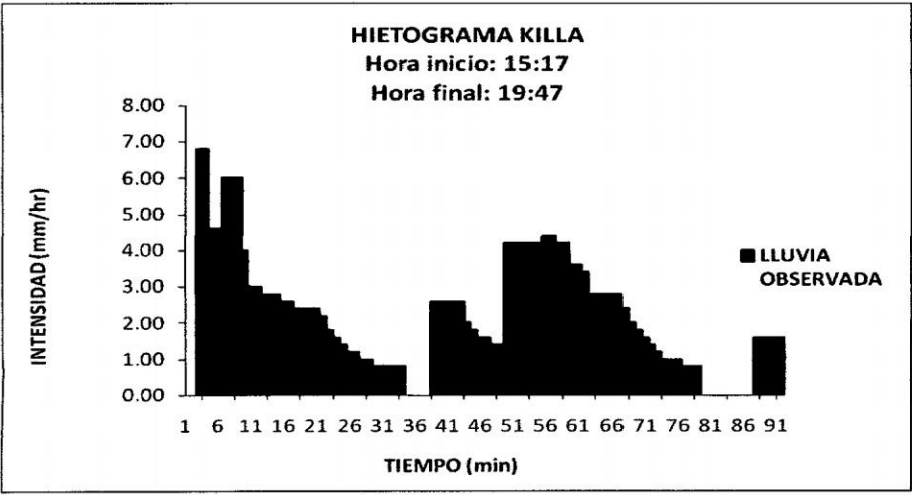


Día 09/12/2009

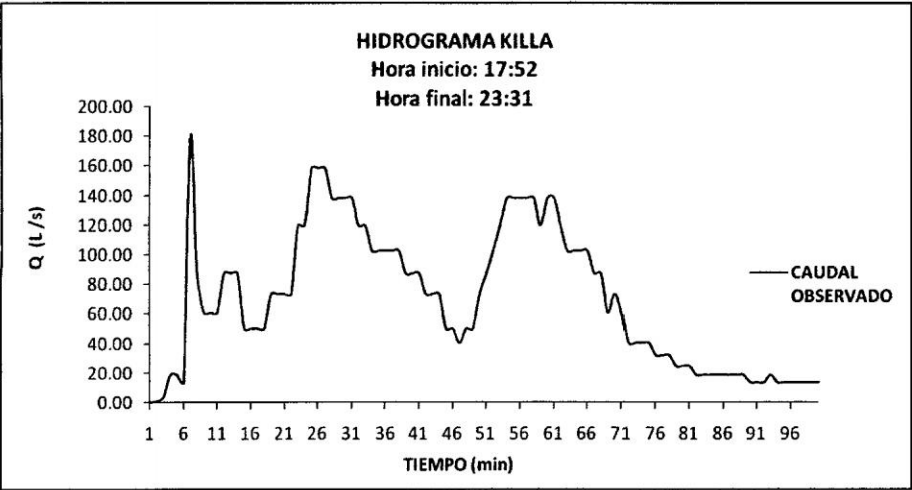
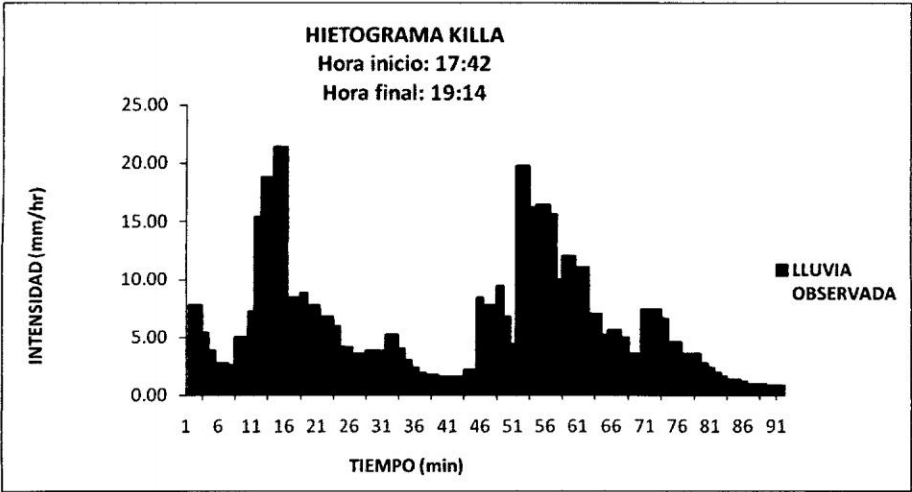




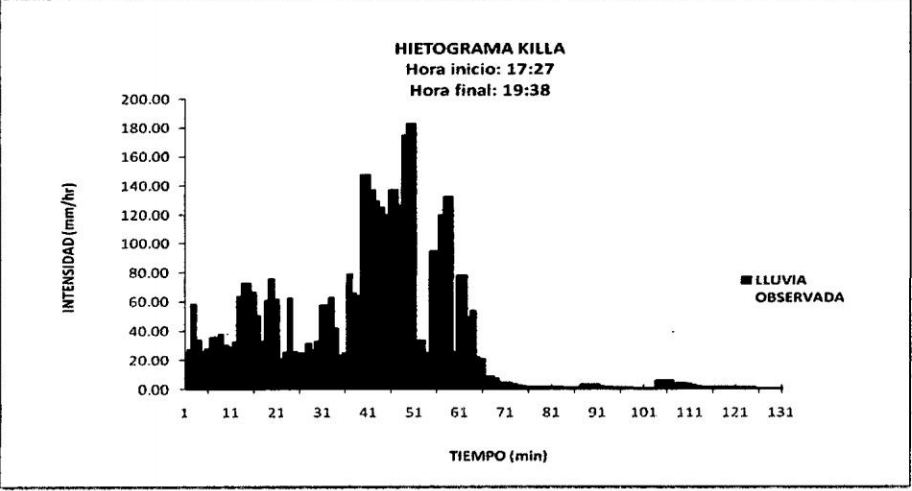
Día 10/12/2009

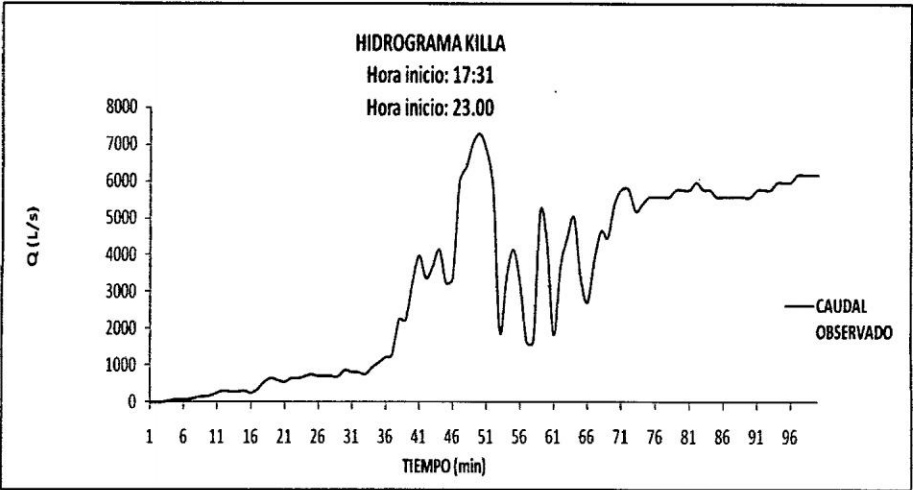


Día 13/12/2009

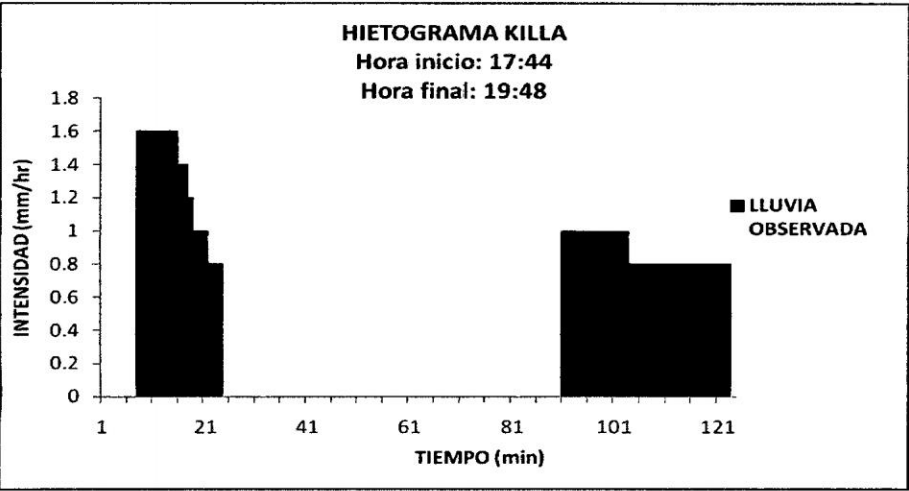


Día 16/12/2009

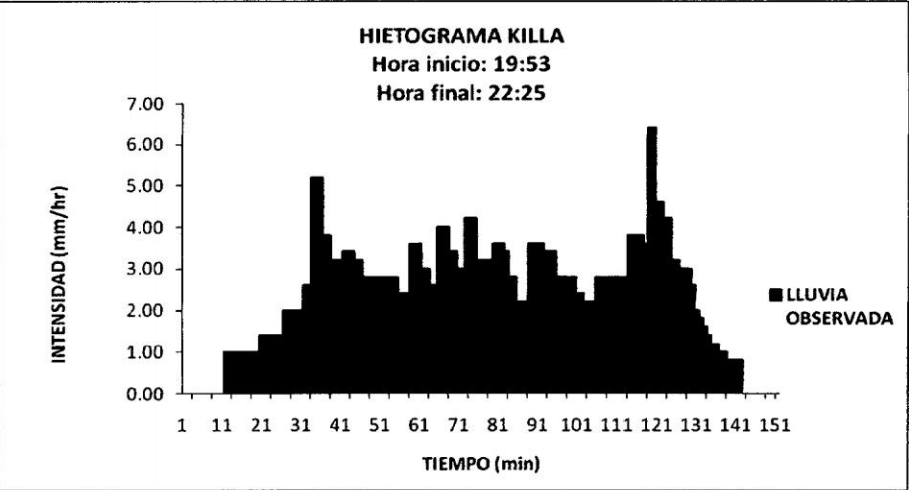




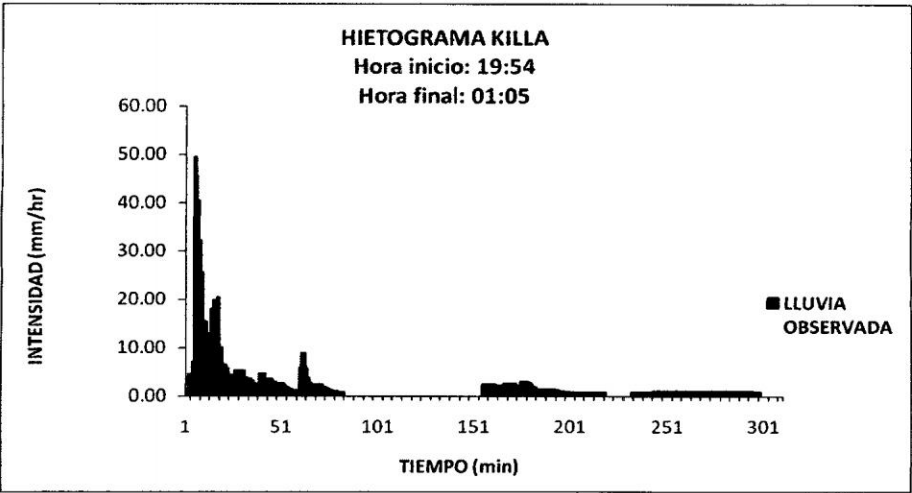
Día 17/12/2009



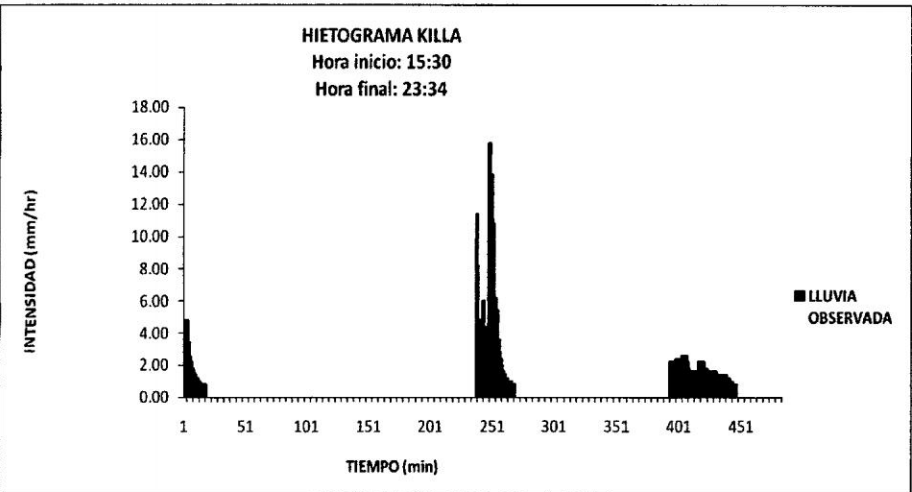
Día 20/12/2009



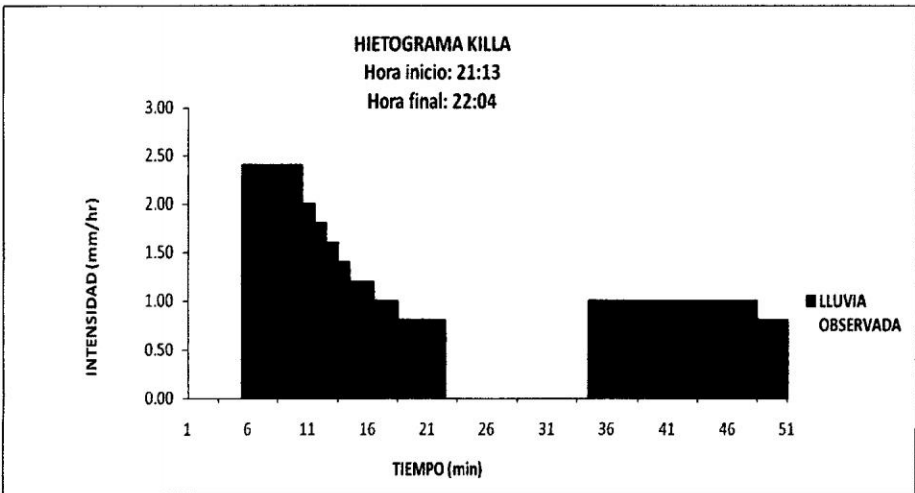
Días22/12/2009, 23/12/2009



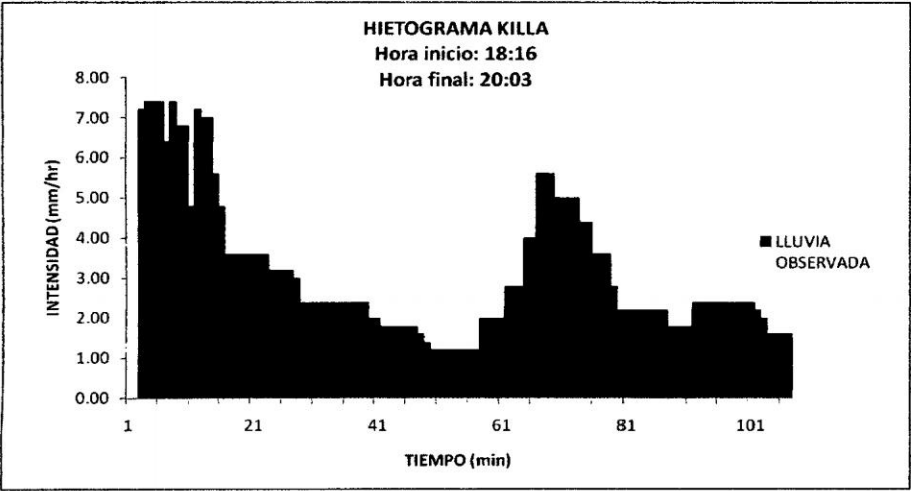
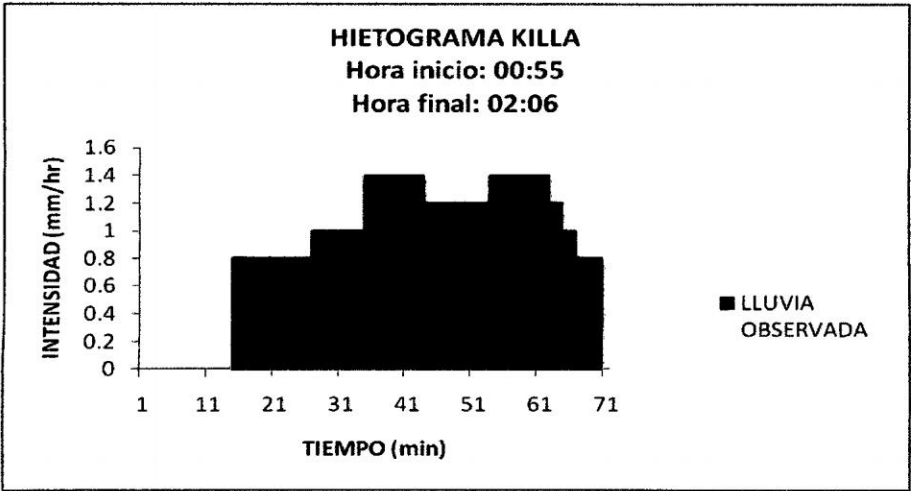
Día 23/12/2009



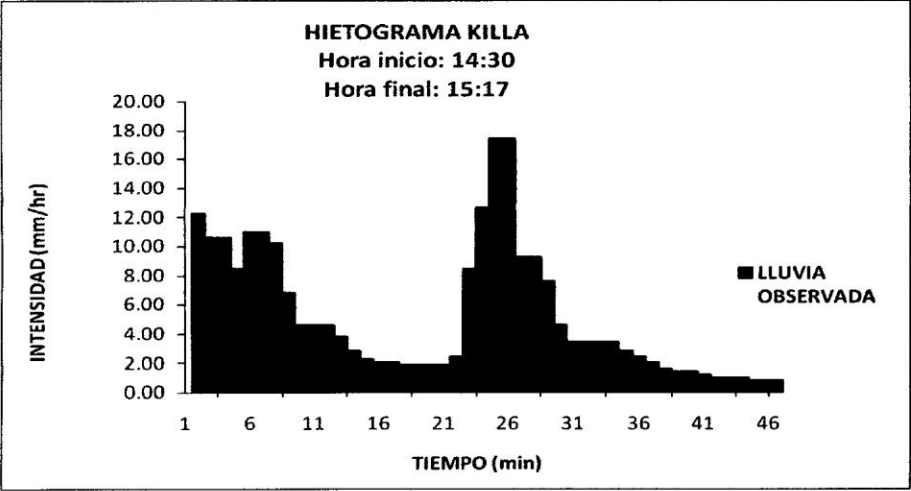
Día 24/12/2009



Día 25/12/2009



Día 29/12/2009



CAPITULO IV
DETERMINACION DE TASAS DE INFILTRACION Y
VOLUMENES DE ESCORRENTIA

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo trataremos acerca de los procedimientos de cálculo de los diferentes modelos hidrológicos tales como:

a) Los modelos de infiltración como son:

- El modelo de Pérdida Inicial y Tasa Constante
- El modelo de Green y Ampt
- El modelo del Número de Curva (CN) para la infiltración

b) Los modelos de cálculo de escorrentía como son:

- El HU de Snyder
- El HU del NRCS

c) Los modelos de tránsito de Hidrogramas como son:

- El modelo de Onda Cinemática
- El modelo de Puls Modificado

Para los cálculos de las precipitaciones efectivas (P_e) mediante los diferentes modelos correspondientes se ha tomado la precipitación del día

07/12/2009 encontrado en la estación climatológica inalámbrica “Killa” correspondiente a la cuenca de estudio Yanaccacca, y para los cálculos de los hidrogramas de esorrentía mediante los modelos correspondientes, se ha tomado la P_e encontrada mediante el modelo de Green y Ampt, y para el cálculo de tránsito de hidrogramas mediante los modelos correspondientes, se ha tomado como hidrograma de ingreso el hidrograma de esorrentía directa obtenido mediante el modelo del HU NRCS en la cuenca de estudio. Los parámetros utilizados para los diferentes cálculos son los parámetros obtenidos mediante la calibración y validación de los diferentes modelos hidrológicos expuestos en el capítulo V.

4.2 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL MODELO DE PERDIDA INICIAL Y TASA CONSTANTE

Tabla 4.1 Precipitación observada en la estación climatológica “Killa” correspondiente a la cuenca de estudio Yanaccacca

Día	Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación (mm)
07/12/2009	1,00	0	0,000
07/12/2009	2,00	0	0,000
07/12/2009	3,00	0	0,000
07/12/2009	4,00	0	0,000
07/12/2009	5,00	3,2	0,053
07/12/2009	6,00	3,2	0,053
07/12/2009	7,00	3,2	0,053
07/12/2009	8,00	20,2	0,337
07/12/2009	9,00	35,6	0,593
07/12/2009	10,00	61	1,017
07/12/2009	11,00	61	1,017
07/12/2009	12,00	38,8	0,647
07/12/2009	13,00	22,4	0,373
07/12/2009	14,00	26	0,433
07/12/2009	15,00	25,4	0,423
07/12/2009	16,00	17,6	0,293
07/12/2009	17,00	17,6	0,293

07/12/2009	18,00	18,4	0,307
07/12/2009	19,00	16,4	0,273
07/12/2009	20,00	10,6	0,177
07/12/2009	21,00	10,6	0,177
07/12/2009	22,00	10,6	0,177
07/12/2009	23,00	8,6	0,143
07/12/2009	24,00	8,6	0,143
07/12/2009	25,00	5,6	0,093
07/12/2009	26,00	5,6	0,093
07/12/2009	27,00	5,6	0,093
07/12/2009	28,00	4,2	0,070
07/12/2009	29,00	4,2	0,070
07/12/2009	30,00	4,2	0,070
07/12/2009	31,00	3,8	0,063
07/12/2009	32,00	2,8	0,047
07/12/2009	33,00	2,8	0,047
07/12/2009	34,00	2,4	0,040
07/12/2009	35,00	2,4	0,040
07/12/2009	36,00	2,4	0,040
07/12/2009	37,00	3,6	0,060
07/12/2009	38,00	3,6	0,060
07/12/2009	39,00	3,6	0,060
07/12/2009	40,00	3,2	0,053
07/12/2009	41,00	2,6	0,043
07/12/2009	42,00	2	0,033
07/12/2009	43,00	1,8	0,030
07/12/2009	44,00	1,6	0,027
07/12/2009	45,00	1,6	0,027
07/12/2009	46,00	1,6	0,027
07/12/2009	47,00	1,6	0,027
07/12/2009	48,00	1,6	0,027
07/12/2009	49,00	1,6	0,027
07/12/2009	50,00	1,6	0,027
07/12/2009	51,00	1,6	0,027
07/12/2009	52,00	1,6	0,027
07/12/2009	53,00	1,4	0,023
07/12/2009	54,00	1,2	0,020
07/12/2009	55,00	1,2	0,020
07/12/2009	56,00	1	0,017
07/12/2009	57,00	1	0,017
07/12/2009	58,00	0,8	0,013
07/12/2009	59,00	0,8	0,013
07/12/2009	60,00	0,8	0,013
07/12/2009	61,00	0,8	0,013

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.2 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante

Parámetros		Valores	Unidades
Pérdida Inicial	Ia	3,55	mm
Pérdida de Tasa Constante	fc	1,31	mm/hr
Δ Tiempo	Δt	1,00	min
	Δt	00:01:00	hr:min:s
Fecha de Inicio	FI	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Inicio	TI	18:32:00	hr:min:s
Fecha de Fin	FF	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Fin	TF	19:33:00	hr:min:s
fc		0,0218	mm (Δt min)
fc		0,0218	mm (1 min)

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.3 Cálculo de las abstracciones y del hietograma de exceso de precipitación por el método de Pérdida Inicial y Tasa Constante

Tiempo	Precipitación			Abstracciones acumuladas		Pe Acumulada	Precipitación Efectiva
	incremental	Acumulada	Intensidad	Ia	fc		
(hr:min:s)	(mm)	(mm)	(mm/hr)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
18:32:00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18:33:00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18:34:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18:35:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18:36:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18:37:00	0,053	0,05	3,20	0,05	0,00	0,00	0,00
18:38:00	0,053	0,11	3,20	0,11	0,00	0,00	0,00
18:39:00	0,053	0,16	3,20	0,16	0,00	0,00	0,00
18:40:00	0,337	0,50	20,20	0,50	0,00	0,00	0,00
18:41:00	0,593	1,09	35,60	1,09	0,00	0,00	0,00
18:42:00	1,017	2,11	61,00	2,11	0,00	0,00	0,00
18:43:00	1,017	3,12	61,00	3,12	0,00	0,00	0,00
18:44:00	0,647	3,77	38,80	3,55	0,0074	0,2126	0,2126
18:45:00	0,373	4,14	22,40	3,55	0,0293	0,5641	0,3515
18:46:00	0,433	4,58	26,00	3,55	0,0511	0,9756	0,4115
18:47:00	0,423	5,00	25,40	3,55	0,0729	1,3771	0,4015
18:48:00	0,293	5,29	17,60	3,55	0,0948	1,6486	0,2715
18:49:00	0,293	5,59	17,60	3,55	0,1166	1,9201	0,2715
18:50:00	0,307	5,89	18,40	3,55	0,1384	2,2049	0,2848
18:51:00	0,273	6,17	16,40	3,55	0,1603	2,4564	0,2515
18:52:00	0,177	6,34	10,60	3,55	0,1821	2,6112	0,1548
18:53:00	0,177	6,52	10,60	3,55	0,2039	2,7661	0,1548
18:54:00	0,177	6,70	10,60	3,55	0,2258	2,9209	0,1548
18:55:00	0,143	6,84	8,60	3,55	0,2476	3,0424	0,1215
18:56:00	0,143	6,98	8,60	3,55	0,2694	3,1639	0,1215

18:57:00	0,093	7,08	5,60	3,55	0,2913	3,2354	0,0715
18:58:00	0,093	7,17	5,60	3,55	0,3131	3,3069	0,0715
18:59:00	0,093	7,26	5,60	3,55	0,3349	3,3784	0,0715
19:00:00	0,070	7,33	4,20	3,55	0,3568	3,4266	0,0482
19:01:00	0,070	7,40	4,20	3,55	0,3786	3,4747	0,0482
19:02:00	0,070	7,47	4,20	3,55	0,4004	3,5229	0,0482
19:03:00	0,063	7,54	3,80	3,55	0,4223	3,5644	0,0415
19:04:00	0,047	7,58	2,80	3,55	0,4441	3,5892	0,0248
19:05:00	0,047	7,63	2,80	3,55	0,4659	3,6141	0,0248
19:06:00	0,040	7,67	2,40	3,55	0,4878	3,6322	0,0182
19:07:00	0,040	7,71	2,40	3,55	0,5096	3,6504	0,0182
19:08:00	0,040	7,75	2,40	3,55	0,5314	3,6686	0,0182
19:09:00	0,060	7,81	3,60	3,55	0,5533	3,7067	0,0382
19:10:00	0,060	7,87	3,60	3,55	0,5751	3,7449	0,0382
19:11:00	0,060	7,93	3,60	3,55	0,5969	3,7831	0,0382
19:12:00	0,053	7,98	3,20	3,55	0,6188	3,8146	0,0315
19:13:00	0,043	8,03	2,60	3,55	0,6406	3,8361	0,0215
19:14:00	0,033	8,06	2,00	3,55	0,6624	3,8476	0,0115
19:15:00	0,030	8,09	1,80	3,55	0,6843	3,8557	0,0082
19:16:00	0,027	8,12	1,60	3,55	0,7061	3,8606	0,0048
19:17:00	0,027	8,14	1,60	3,55	0,7279	3,8654	0,0048
19:18:00	0,027	8,17	1,60	3,55	0,7498	3,8702	0,0048
19:19:00	0,027	8,20	1,60	3,55	0,7716	3,8751	0,0048
19:20:00	0,027	8,22	1,60	3,55	0,7934	3,8799	0,0048
19:21:00	0,027	8,25	1,60	3,55	0,8153	3,8847	0,0048
19:22:00	0,027	8,28	1,60	3,55	0,8371	3,8896	0,0048
19:23:00	0,027	8,30	1,60	3,55	0,8589	3,8944	0,0048
19:24:00	0,027	8,33	1,60	3,55	0,8808	3,8992	0,0048
19:25:00	0,023	8,35	1,40	3,55	0,9026	3,9007	0,0015
19:26:00	0,020	8,37	1,20	3,55	0,9244	3,8989	0,0000
19:27:00	0,020	8,39	1,20	3,55	0,9463	3,8971	0,0000
19:28:00	0,017	8,41	1,00	3,55	0,9681	3,8919	0,0000
19:29:00	0,017	8,43	1,00	3,55	0,9899	3,8867	0,0000
19:30:00	0,013	8,44	0,80	3,55	1,0118	3,8782	0,0000
19:31:00	0,013	8,45	0,80	3,55	1,0336	3,8697	0,0000
19:32:00	0,013	8,47	0,80	3,55	1,0554	3,8612	0,0000
19:33:00	0,013	8,48	0,80	3,55	1,0773	3,8527	0,0000

Fuente: Elaboración Propia.

Teniendo los parámetros calibrados y validados del sistema hidrológico ver la tabla 4.2, la abstracción inicial (I_a) absorbe toda la lluvia hasta la precipitación acumulada de 3.55 mm, estos incluyen hasta la lluvia de 0.43 mm de la hora 18:44:00, a partir de la precipitación acumulada mayor a 3.55mm la abstracción continúa con una tasa constante de

infiltración ($f_c = 0.0218 \text{ mm/min}$) hasta el momento en que la precipitación sea menor a f_c y entonces el exceso de precipitación sea cero tal como indica la ecuación 1.2, por ejemplo para la hora 18:44:00 se ha abstraído 0.43mm de 0.647mm quedando un residuo de 0.217mm de lluvia que será tomado por la tasa constante $f_c = 0.0218 \text{ mm/min}$ en un tiempo restante $t = (1 - 0.665) \text{ min}$, $t = 0.335 \text{ min}$ el cual multiplicado por f_c para la hora 18:44:00 seria de 0.0074mm, habiendo un exceso de precipitación acumulado para este intervalo de $P_e = 3.77 - 3.55 - 0.0074 = 0.2126 \text{ mm}$ tal como se muestra en la tabla 4.3 columna de la precipitación efectiva acumulada, luego el exceso de precipitación se determina tomando las diferencias de los excesos de precipitación acumulada para obtener el hietograma de exceso de lluvia respectivamente.

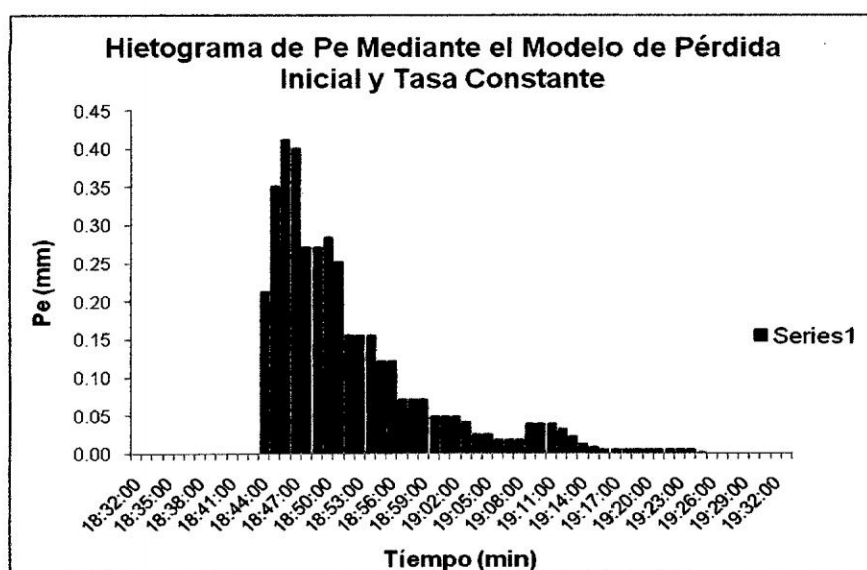


Figura 4.1 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo de Pérdida Inicial y Tasa Constante

4.3 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL METODO DEL NÚMERO DE CURVA (CN)

Tabla 4.4 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico del Número de Curva (CN)

Parámetros		Valores	Unidades
Pérdida Inicial	Ia	1,81	mm
Número de Curva	CN	86,87	
Retención Potencial	S	38,39	mm
Δ Tiempo	Δt	1	min
	Δt	00:01:00	hr:min:s
Fecha de Inicio	FI	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Inicio	TI	18:32:00	hr:min:s
Fecha de Fin	FF	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Fin	TF	19:33:00	hr:min:s

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.5 Cálculo de las abstracciones y del hietograma de exceso de precipitación por el método del Número de Curva (CN)

Tiempo	Precipitación		Abst. Acumuladas		Prec. Efectiva Acumulada	Prec. Efectiva
	Incremental	Acumulada	Ia	Fa		
(hr:min:s)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
18:32:00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	
18:33:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
18:34:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
18:35:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
18:36:00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
18:37:00	0,053	0,05	0,05	0,00	0,000	0,000
18:38:00	0,053	0,11	0,11	0,00	0,000	0,000
18:39:00	0,053	0,16	0,16	0,00	0,000	0,000
18:40:00	0,337	0,50	0,50	0,00	0,000	0,000
18:41:00	0,593	1,09	1,09	0,00	0,000	0,000
18:42:00	1,017	2,11	1,81	0,29	0,002	0,002
18:43:00	1,017	3,12	1,81	1,27	0,043	0,041
18:44:00	0,647	3,77	1,81	1,86	0,095	0,052
18:45:00	0,373	4,14	1,81	2,20	0,134	0,038
18:46:00	0,433	4,58	1,81	2,58	0,186	0,052
18:47:00	0,423	5,00	1,81	2,94	0,245	0,059
18:48:00	0,293	5,29	1,81	3,19	0,290	0,045
18:49:00	0,293	5,59	1,81	3,44	0,338	0,048
18:50:00	0,307	5,89	1,81	3,69	0,392	0,054
18:51:00	0,273	6,17	1,81	3,91	0,444	0,051
18:52:00	0,177	6,34	1,81	4,05	0,479	0,035
18:53:00	0,177	6,52	1,81	4,19	0,514	0,036

18:54:00	0,177	6,70	1,81	4,33	0,552	0,037
18:55:00	0,143	6,84	1,81	4,45	0,582	0,031
18:56:00	0,143	6,98	1,81	4,56	0,614	0,032
18:57:00	0,093	7,08	1,81	4,63	0,635	0,021
18:58:00	0,093	7,17	1,81	4,70	0,656	0,021
18:59:00	0,093	7,26	1,81	4,77	0,678	0,022
19:00:00	0,070	7,33	1,81	4,83	0,694	0,016
19:01:00	0,070	7,40	1,81	4,88	0,711	0,017
19:02:00	0,070	7,47	1,81	4,93	0,727	0,017
19:03:00	0,063	7,53	1,81	4,98	0,743	0,015
19:04:00	0,047	7,58	1,81	5,02	0,754	0,011
19:05:00	0,047	7,63	1,81	5,05	0,766	0,012
19:06:00	0,040	7,67	1,81	5,08	0,776	0,010
19:07:00	0,040	7,71	1,81	5,11	0,785	0,010
19:08:00	0,040	7,75	1,81	5,14	0,795	0,010
19:09:00	0,060	7,81	1,81	5,19	0,810	0,015
19:10:00	0,060	7,87	1,81	5,23	0,826	0,015
19:11:00	0,060	7,93	1,81	5,28	0,841	0,015
19:12:00	0,053	7,98	1,81	5,32	0,855	0,014
19:13:00	0,043	8,02	1,81	5,35	0,866	0,011
19:14:00	0,033	8,06	1,81	5,37	0,874	0,009
19:15:00	0,030	8,09	1,81	5,39	0,882	0,008
19:16:00	0,027	8,11	1,81	5,41	0,889	0,007
19:17:00	0,027	8,14	1,81	5,43	0,896	0,007
19:18:00	0,027	8,17	1,81	5,45	0,903	0,007
19:19:00	0,027	8,19	1,81	5,47	0,910	0,007
19:20:00	0,027	8,22	1,81	5,49	0,918	0,007
19:21:00	0,027	8,25	1,81	5,51	0,925	0,007
19:22:00	0,027	8,28	1,81	5,53	0,932	0,007
19:23:00	0,027	8,30	1,81	5,55	0,939	0,007
19:24:00	0,027	8,33	1,81	5,57	0,947	0,007
19:25:00	0,023	8,35	1,81	5,59	0,953	0,006
19:26:00	0,020	8,37	1,81	5,60	0,958	0,005
19:27:00	0,020	8,39	1,81	5,62	0,964	0,005
19:28:00	0,017	8,41	1,81	5,63	0,968	0,005
19:29:00	0,017	8,43	1,81	5,64	0,973	0,005
19:30:00	0,013	8,44	1,81	5,65	0,976	0,004
19:31:00	0,013	8,45	1,81	5,66	0,980	0,004
19:32:00	0,013	8,47	1,81	5,67	0,983	0,004
19:33:00	0,013	8,48	1,81	5,68	0,987	0,004

Fuente: Elaboración Propia

Dado los datos de los parámetros calibrados y validados para el modelo hidrológico del número de curva (CN) mostrados en la tabla 4.4 y de la precipitación tabla 4.1, la abstracción inicial (I_a) absorbe toda la lluvia

hasta $P = 1.81mm$. Estos incluyen hasta la precipitación de $0.72mm$ de la lluvia que cae durante la hora 18:42:00. Para $P > 1.81mm$, la abstracción continuada se calcula haciendo:

$$F_a = P - I_a - P_e \quad (4.1)$$

Donde F_a = es la abstracción continuada (mm), P = es la precipitación acumulada (mm), I_a = es la abstracción inicial (mm), P_e = es la precipitación efectiva (mm).

A partir de las ecuaciones 4.1 y 1.7 se obtiene la ecuación siguiente:

$$F_a = \frac{S * (P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (4.2)$$

La cual nos permitirá calcular la abstracción continuada para la precipitación acumulada en el intervalo de tiempo correspondiente. Por ejemplo para el intervalo de tiempo 18:42:00 utilizando la ecuación 4.2 $F_a = 0.29mm$, y de la ecuación 4.1 se obtiene $P_e = 0.002mm$ tal como se muestra en la columna correspondiente a la precipitación efectiva acumulada de la tabla 4.5 y cuyo hietograma de exceso de precipitación mostrado en la figura 4.2 se determina tomando las diferencias de los valores sucesivos de P_e acumulada. (columna final).

4.4 CALCULO DE INFILTRACION MEDIANTE EL MODELO DE GREEN Y AMPT

Para este cálculo se toma la misma precipitación tomada para los anteriores cálculos ver tabla 4.1.

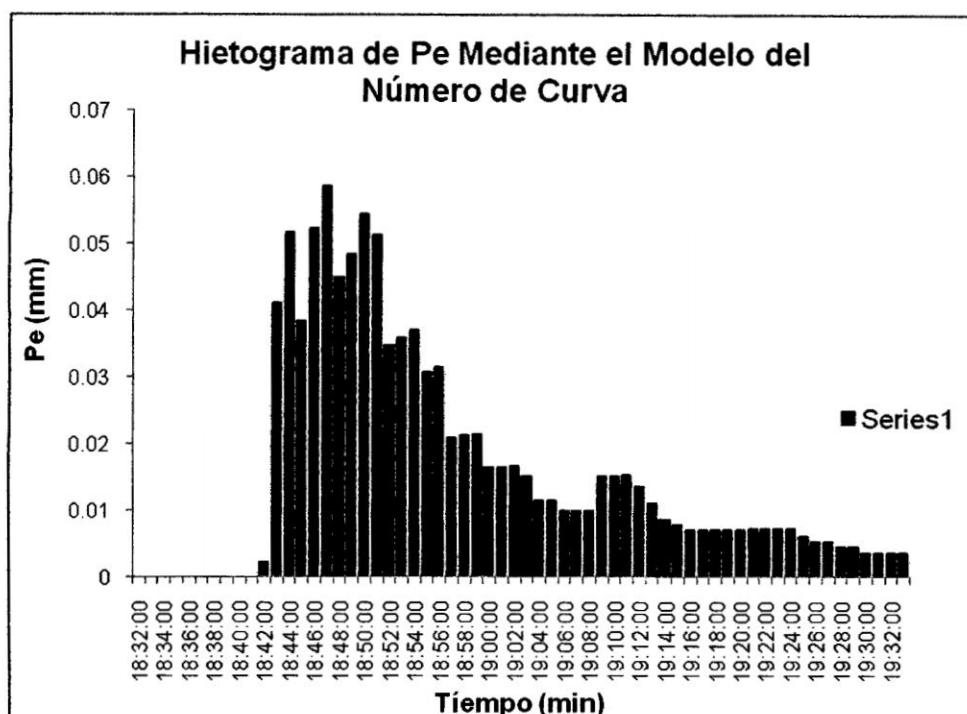


Figura 4.2 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo del Número de Curva (CN)

Tabla 4.6 Datos de cálculo de los parámetros calibrados y validados del modelo hidrológico de Green y Ampt

Parámetros		Valores	Unidades
Pérdida Inicial	Ia	1,69	mm
Conductividad Hidráulica	K	0,3	mm/hr
Pérdida de Volumen de Humedad	$\Delta\theta$	0,23	
Cabeza de Succión del Frente Húmedo	Ψ	210,35	mm
Δ Tiempo	Δt	1	min
	Δt	00:01:00	hr:min:s
Fecha de Inicio	FI	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Inicio	TI	18:32:00	hr:min:s
Fecha de Fin	FF	07/12/2009	dd/mm/aa
Tiempo de Fin	TF	19:33:00	hr:min:s
Δt		0,017	hrs

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.7 Cálculo de las abstracciones y del hietograma de exceso de precipitación por el método de Green y Ampt

Tiempo	Precipitación			f	F	Pe Acumulada	Precipitación Efectiva
	Incremental	Acumulada	Intensidad				
(hr:min:s)	(mm)	(mm)	(mm/hr)	(mm/h)	(mm)	(mm)	(mm)
18:32:00	0,00	0,00	0,000	∞	0,000		0,000
18:33:00	0,000	0,00	0,000	∞	0,000	0,000	0,000
18:34:00	0,000	0,00	0,000	∞	0,000	0,000	0,000
18:35:00	0,000	0,00	0,000	∞	0,000	0,000	0,000
18:36:00	0,000	0,00	3,180	∞	0,000	0,000	0,000
18:37:00	0,053	0,05	3,180	274,15	0,053	0,000	0,000
18:38:00	0,053	0,11	3,180	137,23	0,106	0,000	0,000
18:39:00	0,053	0,16	20,220	91,58	0,159	0,000	0,000
18:40:00	0,337	0,50	35,580	29,56	0,496	0,000	0,000
18:41:00	0,593	1,09	61,020	17,10	0,864	0,225	0,225
18:42:00	1,017	2,11	61,020	13,28	1,118	0,988	0,763
18:43:00	1,017	3,12	38,820	11,24	1,326	1,797	0,809
18:44:00	0,647	3,77	22,380	9,94	1,506	2,265	0,468
18:45:00	0,373	4,14	25,980	9,01	1,666	2,477	0,212
18:46:00	0,433	4,58	25,380	8,30	1,813	2,763	0,286
18:47:00	0,423	5,00	17,580	7,74	1,950	3,049	0,286
18:48:00	0,293	5,29	17,580	7,29	2,078	3,214	0,165
18:49:00	0,293	5,59	18,420	6,90	2,198	3,387	0,173
18:50:00	0,307	5,89	16,380	6,58	2,313	3,579	0,192
18:51:00	0,273	6,17	10,620	6,29	2,423	3,743	0,163
18:52:00	0,177	6,34	10,620	6,04	2,527	3,815	0,072
18:53:00	0,177	6,52	10,620	5,82	2,628	3,891	0,076
18:54:00	0,177	6,70	8,580	5,63	2,725	3,971	0,080
18:55:00	0,143	6,84	8,580	5,45	2,820	4,020	0,049
18:56:00	0,143	6,98	5,580	5,29	2,910	4,072	0,052
18:57:00	0,093	7,08	5,580	5,14	2,999	4,076	0,004
18:58:00	0,093	7,17	5,580	5,00	3,085	4,083	0,007
18:59:00	0,093	7,26	4,200	4,88	3,169	4,092	0,009
19:00:00	0,070	7,33	4,200	4,78	3,239	4,092	0,000
19:01:00	0,070	7,40	4,200	4,69	3,309	4,092	0,000
19:02:00	0,070	7,47	3,780	4,60	3,379	4,092	0,000
19:03:00	0,063	7,53	2,820	4,52	3,442	4,092	0,000
19:04:00	0,047	7,58	2,820	4,46	3,489	4,092	0,000
19:05:00	0,047	7,63	2,400	4,40	3,536	4,092	0,000
19:06:00	0,040	7,67	2,400	4,36	3,576	4,092	0,000
19:07:00	0,040	7,71	2,400	4,31	3,616	4,092	0,000
19:08:00	0,040	7,75	3,600	4,27	3,656	4,092	0,000
19:09:00	0,060	7,81	3,600	4,21	3,716	4,092	0,000
19:10:00	0,060	7,87	3,600	4,14	3,776	4,092	0,000
19:11:00	0,060	7,93	3,180	4,08	3,836	4,092	0,000
19:12:00	0,053	7,98	2,580	4,03	3,889	4,092	0,000
19:13:00	0,043	8,02	1,980	3,99	3,932	4,092	0,000

19:14:00	0,033	8,06	1,800	3,96	3,965	4,092	0,000
19:15:00	0,030	8,09	1,620	3,93	3,995	4,092	0,000
19:16:00	0,027	8,11	1,620	3,91	4,022	4,092	0,000
19:17:00	0,027	8,14	1,620	3,88	4,049	4,092	0,000
19:18:00	0,027	8,17	1,620	3,86	4,076	4,092	0,000
19:19:00	0,027	8,19	1,620	3,84	4,103	4,092	0,000
19:20:00	0,027	8,22	1,620	3,81	4,130	4,092	0,000
19:21:00	0,027	8,25	1,620	3,79	4,157	4,092	0,000
19:22:00	0,027	8,28	1,620	3,77	4,184	4,092	0,000
19:23:00	0,027	8,30	1,620	3,75	4,211	4,092	0,000
19:24:00	0,027	8,33	1,380	3,72	4,238	4,092	0,000
19:25:00	0,023	8,35	1,200	3,71	4,261	4,092	0,000
19:26:00	0,020	8,37	1,200	3,69	4,281	4,092	0,000
19:27:00	0,020	8,39	1,020	3,67	4,301	4,092	0,000
19:28:00	0,017	8,41	1,020	3,66	4,318	4,092	0,000
19:29:00	0,017	8,43	0,780	3,65	4,335	4,092	0,000
19:30:00	0,013	8,44	0,780	3,64	4,348	4,092	0,000
19:31:00	0,013	8,45	0,780	3,63	4,361	4,092	0,000
19:32:00	0,013	8,47	0,780	3,62	4,374	4,092	0,000
19:33:00	0,013	8,48	0,000	3,61	4,387	4,092	0,000

Fuente: Elaboración Propia.

Dados los datos de los parámetros calibrados y validados para el cálculo del modelo hidrológico de Green y Ampt mostrados en la tabla 4.6, así como la precipitación mostrada en la tabla 4.1, podemos calcular la infiltración acumulada y el exceso de precipitación. Teniendo en el tiempo $t=0$ la intensidad $i_t = P_{t+1} * 60 = 0 \text{ mm/hr}$ y la infiltración acumulada $F_t = 0$, luego se calcula la tasa de infiltración potencial $f_t = \infty$ mediante la ecuación:

$$f_t = K \left[\frac{\Delta\theta * \psi}{F_t} + 1 \right] \quad (4.3)$$

Donde f_t = tasa de infiltración en el tiempo t (mm/hr), F_t = infiltración acumulada en el tiempo t (mm) y K , $\Delta\theta$ y ψ son parámetros constantes del modelo, esta tasa de infiltración es constante durante todo el proceso de

cálculo, si $f_t \leq i_t$ entonces ocurre encharcamiento dentro del intervalo, como se observa en la tabla 4.7 desde la hora 18:41:00 hasta 18:59:00, para las cuales la infiltración acumulada se calculará con la ecuación siguiente:

$$F_{t+\Delta t} - F_t - \psi * \Delta \theta * \ln \left[\frac{F_{t+\Delta t} + \psi * \Delta \theta}{F_t + \psi * \Delta \theta} \right] = K * \Delta t \quad (4.4)$$

Donde $F_{t+\Delta t}$ y F_t son una función del tiempo t y $t + \Delta t$. Si $f_t > i_t$ no ocurre encharcamiento al principio del intervalo, y se calcula los siguientes valores tentativos $F'_{t+\Delta t} = F_t + i_t * \Delta t$ y $f'_{t+\Delta t}$ para $F'_{t+\Delta t}$, y si ocurre que $f'_{t+\Delta t} > i_t$ entonces no ocurre encharcamiento dentro del intervalo, por lo tanto $F_{t+\Delta t} = F'_{t+\Delta t}$, como es el caso del evento de precipitación correspondiente a la hora 18:32:00 hasta 18:40.00 y de las 19:00:00 hasta las 19:33:00, y por el contrario si $f'_{t+\Delta t} < i_t$ entonces ocurre encharcamiento durante el intervalo, en donde se debe calcular F_p de i_t y $\Delta t'$ para $F_{t+\Delta t'}$ mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_p = \frac{K * \psi * \Delta \theta}{i_t - K} \quad (4.5)$$

$$\Delta t' = \frac{F_p - F_t}{i_t} \quad (4.6)$$

Donde F_p = es la infiltración acumulada en el momento de encharcamiento (mm), i_t = es la intensidad de precipitación en el tiempo t igual a f_t (mm/hr), $\Delta t'$ = tiempo de encharcamiento desde el inicio del intervalo (min),

En el caso nuestro en el intervalo de tiempo de las 18.40:00 la tasa de infiltración potencial igual a 29.56mm/hr es menor que la intensidad final en ese intervalo de 35.58 mm/hr por lo que ocurrirá encharcamiento durante el intervalo, por lo que haciendo $i_t = 29.56\text{mm/hr}$ hallamos $F_p = 0.5\text{mm}$ en la ecuación 4.5 y luego $\Delta t' = 0.000135\text{hr}$ de la ecuación 4.6 para luego hallar $F_{t+\Delta t} = 0.864\text{mm}$, haciendo $F_t = F_p$ y $\Delta t = \Delta t - \Delta t' = 0.01686\text{hr}$ en la ecuación 4.4 mediante sustituciones sucesivas. Los valores del exceso de precipitación se calcularán restando la infiltración acumulada de la precipitación acumulada y luego tomando diferencias sucesivas de los valores resultantes, viéndose los resultados del exceso de precipitación en la figura 4.3.

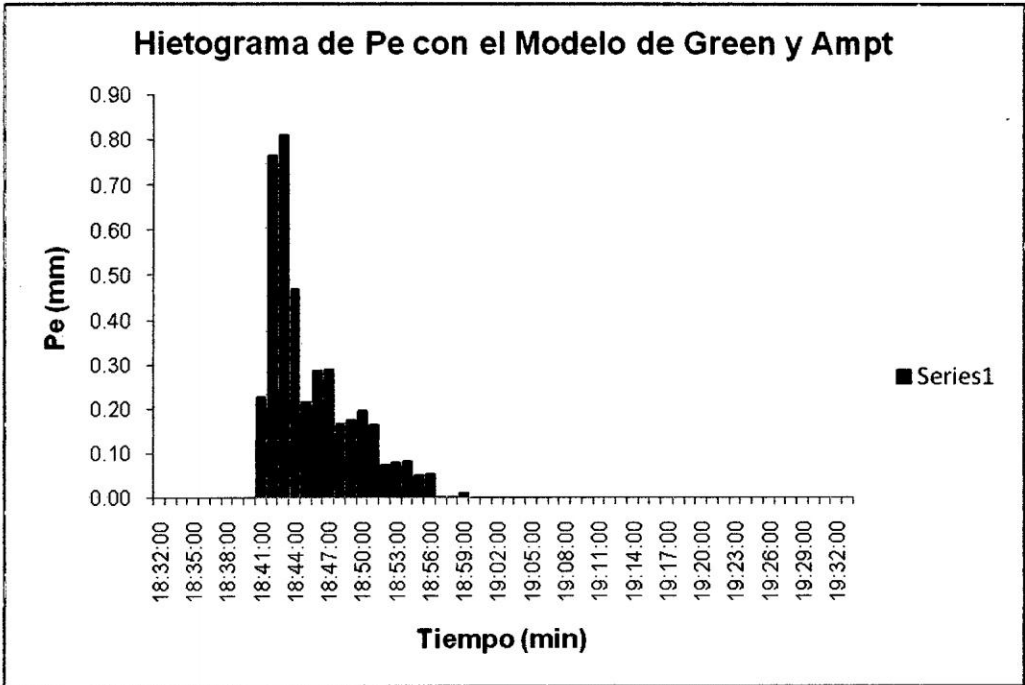


Figura 4.3 Hietograma de exceso de precipitación para la lluvia del día 07/12/2009, mediante el modelo de Green y Ampt

4.5 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE SNYDER

Para el cálculo del HU de Snyder, se han considerado los datos tomados de las características de la cuenca en estudio como son la longitud del curso principal de la corriente de flujo (L), la longitud a lo largo del curso principal desde la salida al punto más cercano del centroide de la cuenca (L_c), así como el área (A) total de la cuenca. Los parámetros como el coeficiente pico (C_p), el coeficiente considerado para la gradiente y el almacenamiento de la cuenca (C_t) y el tiempo de retardo (t_p) fueron calibrados y validados, los caudales pico (q_p), tiempo base (t_b), y los anchos del hidrograma al 75% y 50% del caudal pico W_{75} y W_{50} fueron hallados mediante la ecuaciones 4.11, 4.12 y 4.13 considerando que el retardo requerido es equivalente a 5.5 veces la duración del pulso de exceso de precipitación requerido $t_{pR} \cong 5.5t_R$, siendo $t_{pR} = 0.1hr$, $t_R = 0.017hr$ y $t_r = 0.018hr$ obtenidos de las ecuaciones 4.9 y 4.7, en consecuencia $t_r = t_R$, $t_p = t_{pR}$ y $q_{pR} = q_p$, prácticamente es un HU cuyos valores calculados son mostrados en la tabla 4.8.

$$t_p = 5.5 * t_r \quad (4.7)$$

$$t_p = C_1 C_t (L * L_c)^{0.3} \quad (4.8)$$

$$t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4} \quad (4.9)$$

$$q_{pR} = \frac{q_p * t_p}{t_{pR}} \quad (4.10)$$

$$q_p = \frac{C_2 * C_p}{t_p} \quad (4.11)$$

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}} \quad (4.12)$$

$$W = C_w * q_{pR}^{-1.08} \quad (4.13)$$

Tabla 4.8 Parámetros calibrados y validados, y variables calculados para la construcción del HU de Snyder

Variabes y Parámetros	Valores Calculados	Unidades
Área	0,342	km2
C1	0,75	
C2	2,75	
C3	5,56	
Cw	1,22	75%
Cw	2,14	50%
Ct	0,135	
Cp	0,6	
L	1,24	km
Lc	0,77	km
tp	0,10	horas
tr	0,018	horas
qp	16,481	m3/s*km2*cm
qp	5,637	m3/s*cm
tb	0,337	horas
W (75%)	0,059	horas
W (50%)	0,104	horas
tiempo al pico	0,109	horas

Fuente: Elaboración Propia.

La distribución de los tercios y los dos tercios de los anchos de los hidrogramas al 75% y 50% del caudal pico, antes y después de que ocurra el pico del hidrograma unitario se muestran en la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Valores de distribución de los anchos de los caudales antes y después de los caudales pico

	1/3 (hr)	2/3 (hr)
W 75%	0,020	0,039
W 50%	0,035	0,069

Fuente: Elaboración Propia.

Cambiando las unidades de los tiempos de hrs a min y las unidades de los caudales unitarios de $m^3/s \cdot cm$ a $m^3/s \cdot mm$, y sumando y restando los diferentes tiempos del tiempo al pico así como sus respectivos caudales ordenada del HU de Snyder obtenemos la tabla 4.10 y su gráfica mostrada en la figura 4.4.

Tabla 4.10 Valores ordenados del tiempo y caudal del HU de Snyder

Tiempo	q
min	$m^3/s \cdot mm$
0,000	0,00
4,477	0,28
5,370	0,42
6,553	0,56
8,919	0,42
10,704	0,28
20,241	0,00

Fuente: Elaboración Propia.

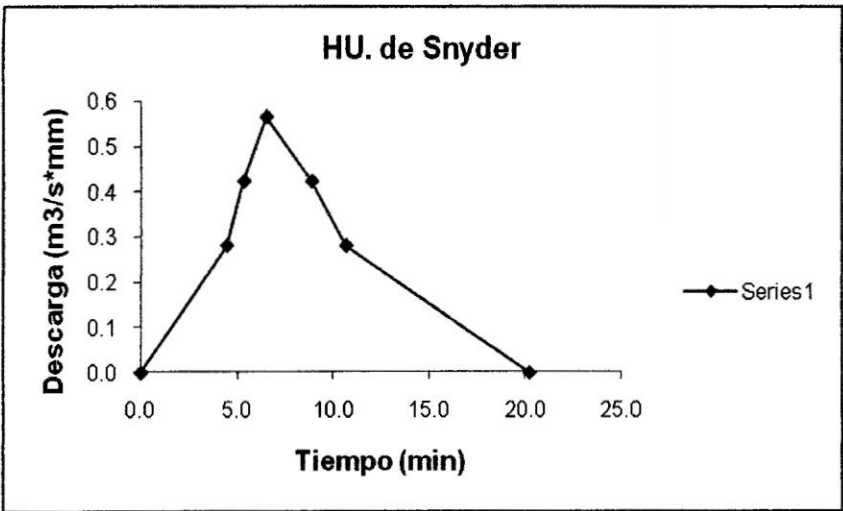


Figura 4.4 HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca

4.5.1 Cálculo del Hidrograma de Escorrentía Directa Mediante el HU de Snyder

Mediante la ecuación discreta de convolución lineal:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (4.14)$$

Donde Q_n = es el caudal en el tiempo n (m³/s), M = número de pulsos de ingreso de exceso de precipitación, m = subíndices que varía de 1, 2, 3... n si $n \leq M$, sino $m = 1, 2, 3... M$ si $n > M$. Teniendo además el HU de Snyder anteriormente calculado, y el exceso de precipitación calculado mediante el modelo de Green y Ampt en la sección 4.4, obtenemos los resultados de la escorrentía directa para la cuenca en estudio mostrado en la tabla 4.11 y cuya gráfica se muestra en la figura 4.5.

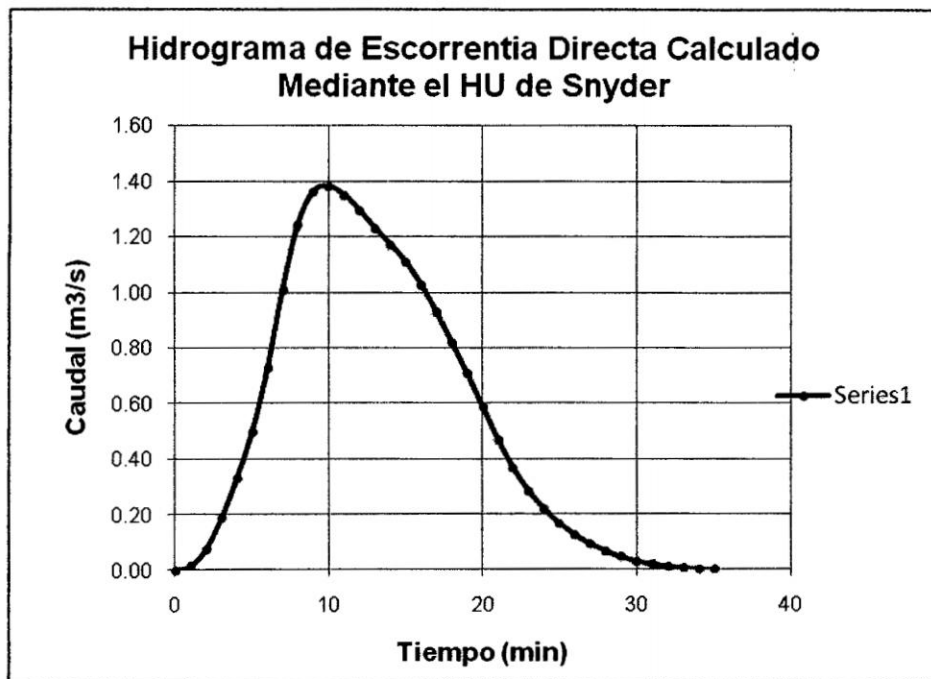


Figura 4.5 Gráfica del hidrograma de escorrentía directa calculado mediante el HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca

Tabla 4.11 Cálculo del hidrograma de escorrentía directa con el HU de Snyder para la cuenca de estudio Yanaccacca

		U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10	U11	U12	U13	U14	U15	U16	U17	U18	U19	U20	M3/S
T (min)	Pe(mm)	0,063	0,126	0,189	0,252	0,364	0,498	0,637	0,477	0,416	0,337	0,273	0,244	0,214	0,184	0,166	0,126	0,096	0,066	0,037	0,007	Q
0	0,0																					0,000
1	0,225	0,014																				0,014
2	0,763	0,048	0,028																			0,076
3	0,809	0,051	0,096	0,042																		0,189
4	0,468	0,029	0,102	0,144	0,057																	0,332
5	0,212	0,013	0,059	0,153	0,192	0,082																0,499
6	0,286	0,018	0,027	0,088	0,204	0,278	0,112															0,727
7	0,286	0,018	0,036	0,040	0,118	0,295	0,380	0,121														1,007
8	0,165	0,010	0,036	0,054	0,053	0,170	0,403	0,410	0,107													1,244
9	0,173	0,011	0,021	0,054	0,072	0,077	0,233	0,434	0,364	0,094												1,360
10	0,192	0,012	0,022	0,031	0,072	0,104	0,106	0,251	0,386	0,318	0,076											1,378
11	0,163	0,010	0,024	0,033	0,042	0,104	0,142	0,114	0,223	0,337	0,257	0,061										1,348
12	0,072	0,005	0,021	0,036	0,043	0,060	0,142	0,154	0,101	0,195	0,273	0,208	0,055									1,293
13	0,076	0,005	0,009	0,031	0,048	0,063	0,082	0,154	0,137	0,088	0,158	0,221	0,186	0,048								1,230
14	0,080	0,005	0,010	0,014	0,041	0,070	0,086	0,089	0,137	0,119	0,072	0,128	0,197	0,163	0,041							1,171
15	0,049	0,003	0,010	0,014	0,018	0,059	0,096	0,093	0,079	0,119	0,096	0,058	0,114	0,173	0,141	0,035						1,109
16	0,052	0,003	0,006	0,015	0,019	0,026	0,081	0,103	0,082	0,069	0,097	0,078	0,052	0,100	0,149	0,118	0,028					1,028
17			0,007	0,009	0,020	0,028	0,036	0,088	0,092	0,072	0,056	0,078	0,070	0,045	0,086	0,125	0,096	0,022				0,929
18				0,010	0,012	0,029	0,038	0,039	0,078	0,080	0,058	0,045	0,070	0,061	0,039	0,072	0,101	0,073	0,015			0,821
19					0,013	0,018	0,040	0,041	0,034	0,068	0,065	0,047	0,040	0,061	0,053	0,033	0,059	0,077	0,051	0,008		0,708
20						0,019	0,024	0,043	0,036	0,030	0,055	0,053	0,042	0,035	0,053	0,044	0,027	0,045	0,054	0,028	0,002	0,589
21							0,026	0,038	0,032	0,024	0,045	0,047	0,037	0,031	0,044	0,036	0,020	0,031	0,030	0,005	0,005	0,472
22								0,028	0,023	0,033	0,026	0,020	0,040	0,041	0,032	0,026	0,036	0,027	0,014	0,017	0,006	0,369
23									0,025	0,020	0,027	0,021	0,018	0,035	0,035	0,027	0,021	0,027	0,019	0,008	0,003	0,286
24										0,022	0,016	0,022	0,019	0,015	0,030	0,030	0,022	0,016	0,019	0,010	0,002	0,222
25											0,018	0,013	0,019	0,016	0,013	0,025	0,024	0,017	0,011	0,010	0,002	0,169
26												0,014	0,012	0,017	0,014	0,011	0,020	0,018	0,011	0,006	0,002	0,127
27													0,013	0,010	0,015	0,012	0,009	0,016	0,013	0,006	0,001	0,095
28														0,011	0,009	0,012	0,010	0,007	0,011	0,007	0,001	0,068
29															0,010	0,008	0,010	0,007	0,005	0,006	0,001	0,047
30																0,008	0,006	0,008	0,005	0,003	0,001	0,031
31																	0,007	0,005	0,005	0,003	0,001	0,020
32																		0,005	0,003	0,003	0,001	0,012
33																			0,003	0,002	0,001	0,006
34																				0,002	0,000	0,002
35																					0,000	0,000

Fuente: Elaboración Propia.

4.6 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO NRCS

Para calcular el HU del NRCS se ha tomado como dato el tiempo de retardo $t_l = 0.083hr$ calibrado y validado para la cuenca de estudio, luego se ha obtenido el tiempo al pico $t_p = 0.091hr$ a partir del tiempo de concentración $t_c = 0.152hr$ y la duración del pulso unitario del exceso de precipitación $t_r = 0.017hr$, luego utilizando la ecuación 1.59 del capítulo I se ha obtenido el caudal pico $q_p = 0.782m^3/s * mm$, estos valores son mostrados en la tabla 4.12.

Tabla 4.12 Parámetros calibrados y validados, y variables calculados para el HU del NRCS

Variables y Parámetros	Valores
Δt (hr)	0,017
T_c (hr)	0,152
t_l (hr)	0,083
T_p (hr)	0,091
q_p (m ³ /s*cm)	7,817
q_p (m ³ /s*mm)	0,782
Área (km ²)	0,342
$\Delta t < 29 \% t_l$ (hr)	0,024

Fuente: Elaboración Propia.

A partir de estas variables y con el hidrograma sintético adimensional del SCS mostrado en la tabla 1.11 y multiplicando los valores horizontales por t_p , y los valores verticales por q_p obtenemos el hidrograma unitario requerido mostrado en la tabla 4.13 y graficado en la figura 4.6.

Tabla 4.13 Valores del tiempo t y caudal q del HU NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca

t (min)	q (m ³ /s*mm)
0	0
1	0,069
2	0,211
3	0,441
4	0,669
5	0,775
6	0,774
7	0,682
8	0,559
9	0,400
10	0,290
11	0,215
12	0,162
13	0,119
14	0,089
15	0,066
16	0,049
17	0,036
18	0,027
19	0,020
20	0,015
21	0,011
22	0,008
23	0,007
24	0,005
25	0,003
26	0,002
27	0,000

Fuente: Elaboración Propia.

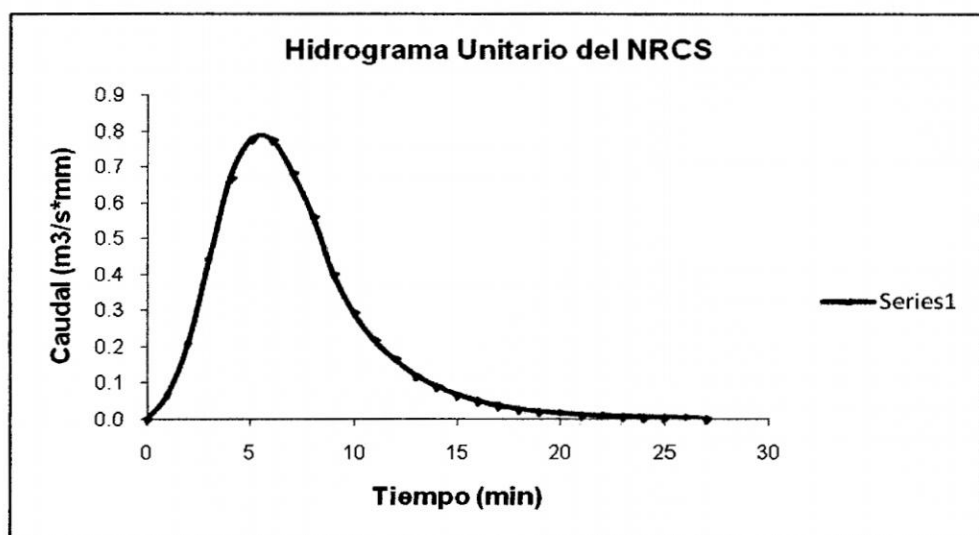


Figura 4.6 Gráfica del hidrograma unitario del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca

4.6.1 Cálculo del Hidrograma de Escorrentía Directa Mediante el HU del NRCS

Mediante la ecuación de convolución 4.14, y el exceso de precipitación calculado mediante el modelo de Green y Ampt en la sección previa, y además teniendo el HU del NRCS para la cuenca de estudio obtenemos el hidrograma de escorrentía directa cuyos cálculos se muestran en la tabla 4.14 y su gráfica respectiva se muestra en la figura 4.7.

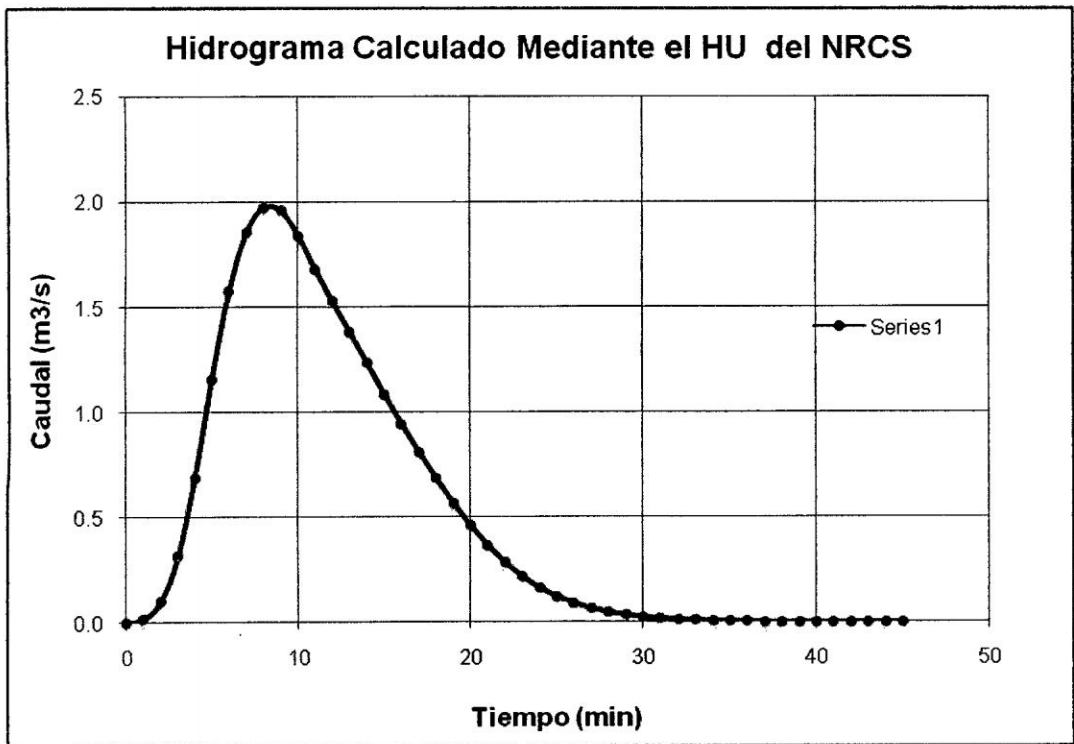


Figura 4.7 Gráfica del hidrograma de escorrentía directa calculado mediante el HU del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca

Tabla 4.14 Cálculo del hidrograma de escorrentía directa con el HU del NRCS para la cuenca de estudio Yanaccacca

		U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10	U11	U12	U13	U14	U15	U16	U17	U18	U19	U20	U21	U22	U23	U24	U25	U26	U27	Q(m3/s)	
T (min)	Pe (mm)	0,0690	0,2107	0,4409	0,6690	0,7761	0,7740	0,6821	0,6588	0,4000	0,2901	0,2147	0,1624	0,1194	0,0893	0,0664	0,0490	0,0363	0,0271	0,0202	0,0149	0,0110	0,0083	0,0066	0,0049	0,0033	0,0019	0,0004	Q	
0	0,0	0,0000																											0,0000	
1	0,225	0,0155																											0,0155	
2	0,763	0,0526	0,0474																										0,1000	
3	0,809	0,0558	0,1608	0,0992																									0,3157	
4	0,468	0,0322	0,1705	0,3363	0,1505																								0,6896	
5	0,212	0,0146	0,0985	0,3566	0,5104	0,1744																							1,1546	
6	0,286	0,0197	0,0447	0,2061	0,5413	0,5913	0,1741																						1,5773	
7	0,286	0,0197	0,0603	0,0936	0,3128	0,6271	0,5905	0,1535																					1,8575	
8	0,165	0,0114	0,0603	0,1261	0,1420	0,3625	0,6262	0,5204	0,1257																				1,9745	
9	0,173	0,0119	0,0349	0,1261	0,1913	0,1646	0,3619	0,5518	0,4263	0,0900																			1,9588	
10	0,192	0,0133	0,0363	0,0729	0,1914	0,2217	0,1643	0,3189	0,4520	0,3051	0,0653																		1,8413	
11	0,163	0,0113	0,0405	0,0760	0,1107	0,2218	0,2214	0,1448	0,2613	0,3236	0,2213	0,0483																	1,6809	
12	0,072	0,0050	0,0344	0,0848	0,1154	0,1282	0,2214	0,1951	0,1186	0,1870	0,2347	0,1638	0,0365																1,5250	
13	0,076	0,0053	0,0152	0,0720	0,1287	0,1337	0,1280	0,1951	0,1598	0,0849	0,1356	0,1737	0,1239	0,0269															1,3829	
14	0,080	0,0055	0,0161	0,0318	0,1093	0,1491	0,1335	0,1128	0,1599	0,1144	0,0616	0,1004	0,1314	0,0911	0,0201														1,2369	
15	0,049	0,0034	0,0168	0,0336	0,0483	0,1266	0,1489	0,1177	0,0924	0,1144	0,0830	0,0456	0,0760	0,0966	0,0681	0,0149													1,0862	
16	0,052	0,0036	0,0103	0,0351	0,0510	0,0560	0,1264	0,1312	0,0964	0,0662	0,0830	0,0614	0,0345	0,0558	0,0722	0,0506	0,0110												0,9447	
17	0,004	0,0003	0,0110	0,0216	0,0533	0,0591	0,0559	0,1114	0,1075	0,0690	0,0480	0,0614	0,0465	0,0253	0,0417	0,0537	0,0374	0,0082											0,8112	
18	0,007	0,0005	0,0009	0,0231	0,0327	0,0618	0,0590	0,0492	0,0912	0,0770	0,0500	0,0355	0,0465	0,0341	0,0189	0,0310	0,0396	0,0277	0,0061										0,6850	
19	0,009	0,0006	0,0014	0,0019	0,0351	0,0379	0,0617	0,0520	0,0403	0,0653	0,0558	0,0370	0,0269	0,0342	0,0255	0,0141	0,0229	0,0294	0,0207	0,0045									0,5673	
20			0,0019	0,0030	0,0029	0,0406	0,0378	0,0544	0,0426	0,0289	0,0474	0,0413	0,0280	0,0197	0,0255	0,0190	0,0104	0,0170	0,0219	0,0154	0,0034								0,4612	
21				0,0040	0,0045	0,0034	0,0406	0,0334	0,0445	0,0305	0,0209	0,0351	0,0313	0,0206	0,0148	0,0190	0,0140	0,0077	0,0127	0,0163	0,0114	0,0025							0,3670	
22				0,0060	0,0053	0,0034	0,0357	0,0273	0,0319	0,0221	0,0155	0,0265	0,0230	0,0154	0,0110	0,0140	0,0104	0,0058	0,0094	0,0121	0,0084	0,0019							0,2851	
23					0,0070	0,0053	0,0030	0,0293	0,0196	0,0231	0,0164	0,0117	0,0195	0,0172	0,0115	0,0081	0,0104	0,0078	0,0043	0,0070	0,0089	0,0064	0,0015						0,2177	
24						0,0070	0,0046	0,0025	0,0210	0,0142	0,0171	0,0124	0,0086	0,0146	0,0128	0,0084	0,0060	0,0078	0,0058	0,0032	0,0051	0,0067	0,0050	0,0011					0,1638	
25							0,0061	0,0038	0,0018	0,0152	0,0105	0,0129	0,0091	0,0064	0,0108	0,0094	0,0063	0,0045	0,0058	0,0043	0,0023	0,0039	0,0053	0,0037	0,0007				0,1230	
26								0,0050	0,0027	0,0013	0,0113	0,0079	0,0095	0,0068	0,0048	0,0080	0,0070	0,0047	0,0033	0,0043	0,0031	0,0018	0,0031	0,0018	0,0004	0,0025	0,0004		0,0915	
27								0,0036	0,0020	0,0009	0,0085	0,0058	0,0071	0,0051	0,0035	0,0059	0,0052	0,0035	0,0025	0,0031	0,0024	0,0014	0,0023	0,0027	0,0014	0,0001			0,0671	
28										0,0026	0,0015	0,0007	0,0063	0,0044	0,0053	0,0037	0,0026	0,0044	0,0039	0,0026	0,0018	0,0024	0,0019	0,0010	0,0015	0,0015	0,0003		0,0484	
29											0,0019	0,0011	0,0005	0,0047	0,0032	0,0039	0,0028	0,0020	0,0033	0,0029	0,0019	0,0014	0,0019	0,0014	0,0007	0,0009	0,0003		0,0348	
30												0,0015	0,0008	0,0004	0,0035	0,0024	0,0029	0,0021	0,0015	0,0024	0,0021	0,0014	0,0011	0,0014	0,0009	0,0004	0,0002		0,0250	
31													0,0011	0,0006	0,0004	0,0003	0,0026	0,0018	0,0022	0,0015	0,0011	0,0018	0,0016	0,0011	0,0008	0,0009	0,0005	0,0001	0,0180	
32														0,0008	0,0005	0,0002	0,0019	0,0013	0,0016	0,0011	0,0008	0,0014	0,0013	0,0008	0,0005	0,0005	0,0001		0,0129	
33															0,0006	0,0003	0,0002	0,0014	0,0010	0,0012	0,0008	0,0006	0,0011	0,0009	0,0006	0,0003	0,0001		0,0091	
34																0,0004	0,0002	0,0001	0,0011	0,0007	0,0009	0,0006	0,0005	0,0008	0,0006	0,0003	0,0001		0,0064	
35																	0,0003	0,0002	0,0019	0,0013	0,0016	0,0011	0,0008	0,0005	0,0004	0,0005	0,0004	0,0001	0,0044	
36																		0,0002	0,0001	0,0001	0,0006	0,0004	0,0005	0,0004	0,0002	0,0003	0,0001		0,0030	
37																			0,0002	0,0001	0,0000	0,0004	0,0003	0,0004	0,0003	0,0001	0,0001		0,0019	
38																				0,0001	0,0001	0,0000	0,0003	0,0002	0,0003	0,0001	0,0000		0,0013	
39																					0,0001	0,0000	0,0003	0,0002	0,0002	0,0001	0,0000		0,0008	
40																						0,0001	0,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0000		0,0004	
41																							0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0002	
42																								0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0001	
43																									0,0000	0,0000	0,0000		0,0000	
44																										0,0000	0,0000		0,0000	
45																											0,0000	0,0000		0,0000

Fuente: Elaboración Propia.

4.7 CALCULO DEL TRANSITO DE HIDROGRAMAS CON EL MODELO DE LA ONDA CINEMATICA

A partir de los datos obtenidos del canal de sección triangular (cuneta de la carretera asfaltada de la Vía los Libertadores, al pie de la cuenca de estudio) son encontrados α y β que son los parámetros de la ecuación de la onda cinemática para la sección del canal en particular, las mismas que se han encontrado a partir de la ecuación 1.79 (ecuación de Manning en unidades métricas):

$$Q_c = \frac{0.63 S_c^{1/2}}{n} \left(\frac{z}{1+z^2} \right)^{1/3} A_c^{4/3}$$

De donde:

$$A_c = \left(\frac{1.587 * n}{S_c^{1/2}} \right)^{3/4} \left(\frac{1+z^2}{z} \right)^{1/4} * Q_c^{3/4}$$

y

$$\alpha = \left(\frac{1.587 * n}{S_c^{1/2}} \right)^{3/4} * \left(\frac{1+z^2}{z} \right)^{1/4}$$

$$\beta = 3/4$$

Siendo $\alpha = 0.1755$, para $n = 0.013$, $S_c = 0.07$ y $z = 1.125$, luego reemplazando en la ecuación de la onda cinemática siguiente:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} = q \quad (4.15)$$

La que es resuelto $Q(x,t)$ en cada uno de los puntos de la malla $x-t$ mediante el esquema lineal, a través de diferencias finitas mediante las siguientes aproximaciones:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x} \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (4.17)$$

$$Q \approx \frac{Q_{i+1}^j + Q_i^{j+1}}{2} \quad (4.18)$$

$$q \approx \frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j}{2} \quad (4.19)$$

Sustituyéndose las ecuaciones 4.16 al 4.19 en la ecuación 4.15 y resueltas

para la incógnita Q_{i+1}^{j+1} nos da la siguiente ecuación:

$$Q_{i+1}^{j+1} = \frac{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha \beta Q_{i+1}^j \left(\frac{Q_{i+1}^j + Q_i^{j+1}}{2} \right)^{\beta-1} + \Delta t (q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j) \right]}{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha \beta \left(\frac{Q_{i+1}^j + Q_i^{j+1}}{2} \right)^{\beta-1} \right]} \quad (4.20)$$

La cual es utilizada para transitar el hidrograma de escorrentía directa obtenida mediante el HU del NRCS sin considerar ingreso lateral de flujo, y cuyos datos de cálculo se muestran en la tabla 4.15 así como también los resultados de los cálculos en la tabla 4.16 y la gráfica de los resultados del tránsito de hidrogramas en la figura 4.8.

Tabla 4.15 Datos de cálculo para tránsito de hidrogramas en un canal triangular mediante el modelo de Onda Cinemática

Parámetros	Valores
Δt (s)	60
Δx (m)	100
$\Delta t/\Delta x$	0,6
α	0,1755
β	0,75
Longitud (m)	1000
S_c (%)	0,07
n manning'	0,013

Fuente: Elaboración Propia..

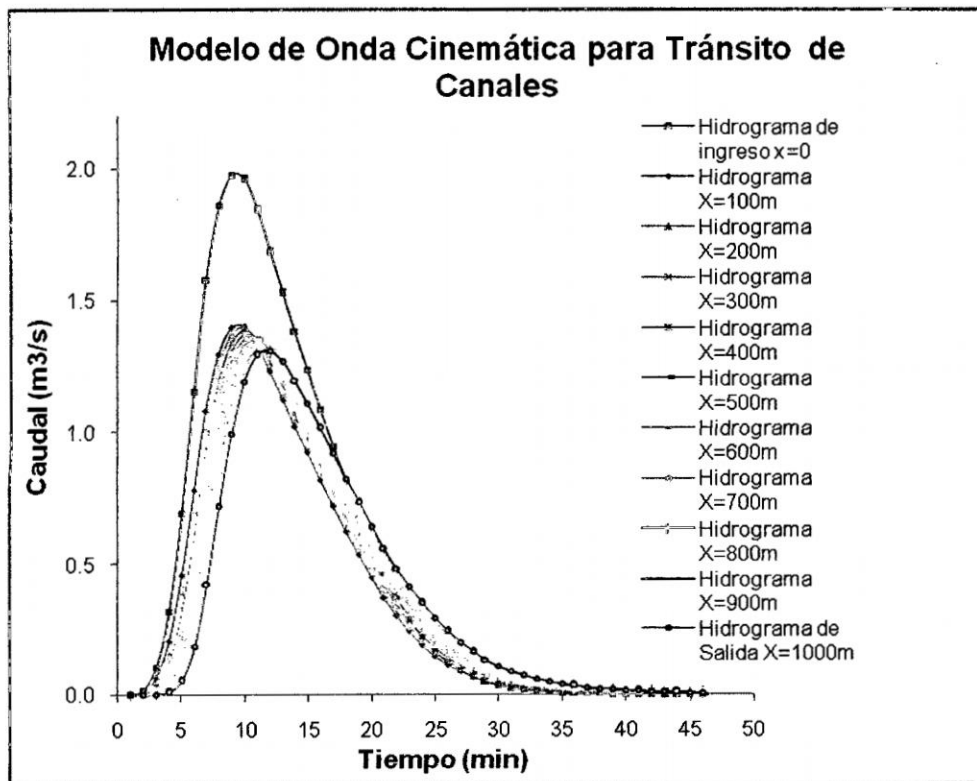


Tabla 4.16 Resultado de los cálculos para el tránsito de hidrogramas en el canal triangular mediante el modelo de Onda Cinemática

Tiempo (min)	Índice de tiempo	Distancia a lo Largo del Canal										
		0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
	i	i = 1	i = 2	i = 3	i = 4	i = 5	i = 6	i = 7	i = 8	i = 9	i = 10	i = 11
	J											
0	1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1	2	0,0155	0,0093	0,0051	0,0026	0,0012	0,0005	0,0002	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
2	3	0,1000	0,0629	0,0434	0,0286	0,0181	0,0108	0,0060	0,0032	0,0015	0,0007	0,0002
3	4	0,3157	0,2051	0,1615	0,1239	0,0923	0,0666	0,0464	0,0310	0,0198	0,0120	0,0068
4	5	0,6896	0,4571	0,3899	0,3273	0,2697	0,2179	0,1721	0,1326	0,0994	0,0722	0,0506
5	6	1,1546	0,7787	0,7007	0,6239	0,5490	0,4768	0,4082	0,3439	0,2847	0,2310	0,1835
6	7	1,5773	1,0819	1,0117	0,9390	0,8645	0,7888	0,7128	0,6373	0,5632	0,4913	0,4225
7	8	1,8575	1,2942	1,2448	1,1908	1,1324	1,0701	1,0043	0,9356	0,8645	0,7918	0,7183
8	9	1,9745	1,3950	1,3695	1,3389	1,3034	1,2629	1,2175	1,1676	1,1132	1,0548	0,9928
9	10	1,9588	1,4007	1,3955	1,3859	1,3720	1,3534	1,3302	1,3023	1,2695	1,2321	1,1900
10	11	1,8413	1,3328	1,3434	1,3506	1,3542	1,3540	1,3500	1,3419	1,3296	1,3129	1,2918
11	12	1,6809	1,2288	1,2484	1,2658	1,2808	1,2933	1,3029	1,3095	1,3129	1,3129	1,3093
12	13	1,5250	1,1220	1,1439	1,1650	1,1850	1,2037	1,2207	1,2359	1,2491	1,2600	1,2684
13	14	1,3829	1,0224	1,0439	1,0653	1,0863	1,1068	1,1267	1,1457	1,1636	1,1803	1,1955
14	15	1,2369	0,9215	0,9436	0,9655	0,9871	1,0085	1,0294	1,0500	1,0700	1,0894	1,1080
15	16	1,0862	0,8174	0,8407	0,8636	0,8862	0,9084	0,9303	0,9519	0,9731	0,9939	1,0142
16	17	0,9447	0,7178	0,7410	0,7641	0,7869	0,8095	0,8319	0,8540	0,8758	0,8974	0,9186
17	18	0,8112	0,6231	0,6461	0,6689	0,6915	0,7140	0,7364	0,7586	0,7805	0,8023	0,8239
18	19	0,6850	0,5332	0,5558	0,5783	0,6006	0,6228	0,6449	0,6669	0,6887	0,7104	0,7320
19	20	0,5673	0,4486	0,4708	0,4928	0,5147	0,5365	0,5582	0,5798	0,6013	0,6227	0,6440
20	21	0,4612	0,3713	0,3926	0,4138	0,4350	0,4561	0,4772	0,4982	0,5191	0,5400	0,5608
21	22	0,3670	0,3018	0,3220	0,3421	0,3623	0,3825	0,4027	0,4229	0,4430	0,4632	0,4833
22	23	0,2851	0,2403	0,2592	0,2782	0,2972	0,3162	0,3353	0,3544	0,3736	0,3928	0,4120
23	24	0,2177	0,1885	0,2056	0,2229	0,2403	0,2579	0,2757	0,2935	0,3115	0,3295	0,3476
24	25	0,1638	0,1460	0,1611	0,1764	0,1921	0,2080	0,2241	0,2405	0,2569	0,2736	0,2904
25	26	0,1230	0,1126	0,1255	0,1387	0,1524	0,1664	0,1807	0,1953	0,2102	0,2253	0,2406
26	27	0,0915	0,0864	0,0972	0,1085	0,1203	0,1324	0,1449	0,1577	0,1709	0,1844	0,1981
27	28	0,0671	0,0657	0,0748	0,0845	0,0945	0,1049	0,1157	0,1268	0,1383	0,1502	0,1623
28	29	0,0484	0,0494	0,0572	0,0653	0,0738	0,0827	0,0920	0,1016	0,1116	0,1219	0,1325
29	30	0,0348	0,0370	0,0434	0,0503	0,0575	0,0650	0,0729	0,0812	0,0897	0,0987	0,1079
30	31	0,0250	0,0277	0,0330	0,0386	0,0446	0,0510	0,0577	0,0647	0,0721	0,0798	0,0877
31	32	0,0180	0,0208	0,0251	0,0297	0,0347	0,0400	0,0456	0,0516	0,0578	0,0644	0,0713
32	33	0,0129	0,0156	0,0191	0,0229	0,0270	0,0314	0,0361	0,0411	0,0464	0,0520	0,0579
33	34	0,0091	0,0117	0,0145	0,0176	0,0210	0,0247	0,0286	0,0328	0,0373	0,0421	0,0471
34	35	0,0064	0,0087	0,0110	0,0136	0,0164	0,0194	0,0227	0,0263	0,0300	0,0341	0,0383
35	36	0,0044	0,0064	0,0084	0,0105	0,0128	0,0153	0,0181	0,0210	0,0242	0,0276	0,0313
36	37	0,0030	0,0047	0,0063	0,0081	0,0100	0,0121	0,0144	0,0169	0,0196	0,0225	0,0256
37	38	0,0019	0,0034	0,0047	0,0062	0,0078	0,0096	0,0115	0,0136	0,0159	0,0183	0,0209
38	39	0,0013	0,0025	0,0035	0,0047	0,0061	0,0075	0,0092	0,0109	0,0129	0,0150	0,0172
39	40	0,0008	0,0018	0,0026	0,0036	0,0047	0,0060	0,0073	0,0088	0,0105	0,0122	0,0142
40	41	0,0004	0,0012	0,0019	0,0028	0,0037	0,0047	0,0059	0,0071	0,0085	0,0100	0,0117
41	42	0,0002	0,0008	0,0014	0,0021	0,0029	0,0037	0,0047	0,0058	0,0070	0,0083	0,0097
42	43	0,0001	0,0006	0,0010	0,0016	0,0022	0,0030	0,0038	0,0047	0,0057	0,0068	0,0080
43	44	0,0000	0,0004	0,0008	0,0012	0,0017	0,0024	0,0030	0,0038	0,0047	0,0056	0,0066
44	45	0,0000	0,0003	0,0006	0,0009	0,0014	0,0019	0,0025	0,0031	0,0038	0,0046	0,0055
45	46	0,0000	0,0002	0,0004	0,0007	0,0011	0,0015	0,0020	0,0025	0,0032	0,0039	0,0046

Fuente: Elaboración Propia.

4.8 CALCULO DE TRANSITO DE HIDROGRAMAS CON EL MODELO DE PULS MODIFICADO

Teniendo el hidrograma de ingreso de escorrentía directa obtenida mediante el HU NRCS para la cuenca de estudio, y los datos del canal triangular, así como los parámetros necesarios para el cálculo del tránsito mostrado en la tabla 4.17, se inicia a construir las tablas de las relaciones de elevación-salida-almacenamiento-indicación de almacenamiento cuyos cálculos se muestran en la tabla 4.18, y cuya gráfica de la relación de la indicación de almacenamiento $(\frac{2S}{\Delta t} + Q)$ versus salida(Q) se muestra en la gráfica 4.9. El cálculo del almacenamiento es $S = A * L m^3$, y para determinar el caudal en el canal triangular se usó la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{Z_m}{n} * S^{\frac{1}{2}} * Y^{\frac{8}{3}} * \left(\frac{Z_m}{\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \tag{4.21}$$

Donde Q =caudal en m³/s, S =la pendiente del canal, Y =tirante hidráulico (m) Z_a , Z_b y Z_m son las relaciones de taludes del canal.

Tabla 4.17 Datos de canal triangular y parámetros de cálculo para el tránsito del hidrograma mediante el modelo de Puls Modificado

Datos y Parámetros del Canal	Valores
S (pendiente)	0,07
n (Manning)	0,013
Za	1,73
Zb	0,52
Zm	1,125
ΔT (s)	60
Longitud (m)	1000

Fuente: Elaboración Propia.

Luego de tener las relaciones anteriores, y teniendo como condición de borde aguas arriba el hidrograma de ingreso, y las condiciones iniciales de almacenamiento y salida, basado en la ecuación 1.116 resultado de la discretización en el plano $x-y$ de la ecuación de almacenamiento 1.101 se comienza con el cálculo del tránsito, siguiendo la secuencia de pasos mencionado en el capítulo I, sección 1.4.2.3 correspondiente al desarrollo del modelo puls modificado, y cuyo resultado de dichos cálculos del tránsito propiamente se muestra en la tabla 4.19, y cuya gráfica se muestra en la figura 4.10.

Tabla 4.18 Desarrollo de las Relaciones elevación-salida-almacenamiento-indicación de almacenamiento

Y(cm)	Y(m)	Q (m3/s)	Base del Triang.(m)	S(m3)	2S/A T + O (m3/s)
0	0	0,0000	0,0000	0,00	0,0000
1	0,01	0,0001	0,0225	0,11	0,0038
2	0,02	0,0003	0,0450	0,45	0,0153
3	0,03	0,0010	0,0675	1,01	0,0348
4	0,04	0,0022	0,0900	1,80	0,0622
5	0,05	0,0039	0,1125	2,81	0,0977
6	0,06	0,0064	0,1350	4,05	0,1414
7	0,07	0,0096	0,1575	5,51	0,1934
8	0,08	0,0138	0,1800	7,20	0,2538
9	0,09	0,0188	0,2025	9,11	0,3226
10	0,1	0,0250	0,2250	11,25	0,4000
11	0,11	0,0322	0,2475	13,61	0,4859
12	0,12	0,0406	0,2700	16,20	0,5806
13	0,13	0,0502	0,2925	19,01	0,6840
14	0,14	0,0612	0,3150	22,05	0,7962
15	0,15	0,0736	0,3375	25,31	0,9173
16	0,16	0,0874	0,3600	28,80	1,0474
17	0,17	0,1028	0,3825	32,51	1,1865
18	0,18	0,1197	0,4050	36,45	1,3347
19	0,19	0,1382	0,4275	40,61	1,4920
20	0,2	0,1585	0,4500	45,00	1,6585
21	0,21	0,1805	0,4725	49,61	1,8343
22	0,22	0,2044	0,4950	54,45	2,0194
23	0,23	0,2301	0,5175	59,51	2,2138
24	0,24	0,2577	0,5400	64,80	2,4177

25	0,25	0,2874	0,5625	70,31	2,6311
26	0,26	0,3190	0,5850	76,05	2,8540
27	0,27	0,3528	0,6075	82,01	3,0866
28	0,28	0,3888	0,6300	88,20	3,3288
29	0,29	0,4269	0,6525	94,61	3,5806
30	0,3	0,4673	0,6750	101,25	3,8423
31	0,31	0,5100	0,6975	108,11	4,1137
32	0,32	0,5550	0,7200	115,20	4,3950
33	0,33	0,6025	0,7425	122,51	4,6863
34	0,34	0,6524	0,7650	130,05	4,9874
35	0,35	0,7049	0,7875	137,81	5,2986
36	0,36	0,7599	0,8100	145,80	5,6199
37	0,37	0,8175	0,8325	154,01	5,9512
38	0,38	0,8777	0,8550	162,45	6,2927
39	0,39	0,9407	0,8775	171,11	6,6444
40	0,4	1,0064	0,9000	180,00	7,0064
41	0,41	1,0749	0,9225	189,11	7,3786
42	0,42	1,1462	0,9450	198,45	7,7612
43	0,43	1,2204	0,9675	208,01	8,1542
44	0,44	1,2976	0,9900	217,80	8,5576
45	0,45	1,3777	1,0125	227,81	8,9715
46	0,46	1,4609	1,0350	238,05	9,3959
47	0,47	1,5471	1,0575	248,51	9,8309
48	0,48	1,6365	1,0800	259,20	10,2765
49	0,49	1,7290	1,1025	270,11	10,7327
50	0,5	1,8247	1,1250	281,25	11,1997
51	0,51	1,9236	1,1475	292,61	11,6774
52	0,52	2,0258	1,1700	304,20	12,1658
53	0,53	2,1314	1,1925	316,01	12,6651
54	0,54	2,2403	1,2150	328,05	13,1753
55	0,55	2,3527	1,2375	340,31	13,6964
56	0,56	2,4685	1,2600	352,80	14,2285
57	0,57	2,5878	1,2825	365,51	14,7715
58	0,58	2,7106	1,3050	378,45	15,3256
59	0,59	2,8370	1,3275	391,61	15,8908
60	0,6	2,9671	1,3500	405,00	16,4671
61	0,61	3,1008	1,3725	418,61	17,0546
62	0,62	3,2382	1,3950	432,45	17,6532
63	0,63	3,3794	1,4175	446,51	18,2631
64	0,64	3,5243	1,4400	460,80	18,8843
65	0,65	3,6731	1,4625	475,31	19,5168
66	0,66	3,8257	1,4850	490,05	20,1607
67	0,67	3,9822	1,5075	505,01	20,8160
68	0,68	4,1427	1,5300	520,20	21,4827
69	0,69	4,3072	1,5525	535,61	22,1609
70	0,7	4,4756	1,5750	551,25	22,8506
71	0,71	4,6482	1,5975	567,11	23,5519
72	0,72	4,8248	1,6200	583,20	24,2648
73	0,73	5,0056	1,6425	599,51	24,9893
74	0,74	5,1905	1,6650	616,05	25,7255

75	0,75	5,3797	1,6875	632,81	26,4734
76	0,76	5,5731	1,7100	649,80	27,2331
77	0,77	5,7708	1,7325	667,01	28,0046
78	0,78	5,9728	1,7550	684,45	28,7878
79	0,79	6,1792	1,7775	702,11	29,5830
80	0,8	6,3900	1,8000	720,00	30,3900
81	0,81	6,6052	1,8225	738,11	31,2090
82	0,82	6,8249	1,8450	756,45	32,0399
83	0,83	7,0491	1,8675	775,01	32,8829
84	0,84	7,2779	1,8900	793,80	33,7379
85	0,85	7,5112	1,9125	812,81	34,6050
86	0,86	7,7492	1,9350	832,05	35,4842
87	0,87	7,9918	1,9575	851,51	36,3756
88	0,88	8,2391	1,9800	871,20	37,2791
89	0,89	8,4912	2,0025	891,11	38,1949
90	0,9	8,7480	2,0250	911,25	39,1230
91	0,91	9,0096	2,0475	931,61	40,0633
92	0,92	9,2760	2,0700	952,20	41,0160
93	0,93	9,5473	2,0925	973,01	41,9811
94	0,94	9,8236	2,1150	994,05	42,9586
95	0,95	10,1047	2,1375	1015,31	43,9485
96	0,96	10,3909	2,1600	1036,80	44,9509
97	0,97	10,6820	2,1825	1058,51	45,9657
98	0,98	10,9782	2,2050	1080,45	46,9932
99	0,99	11,2795	2,2275	1102,61	48,0332
100	1	11,5859	2,2500	1125,00	49,0859

Fuente: Elaboración Propia.

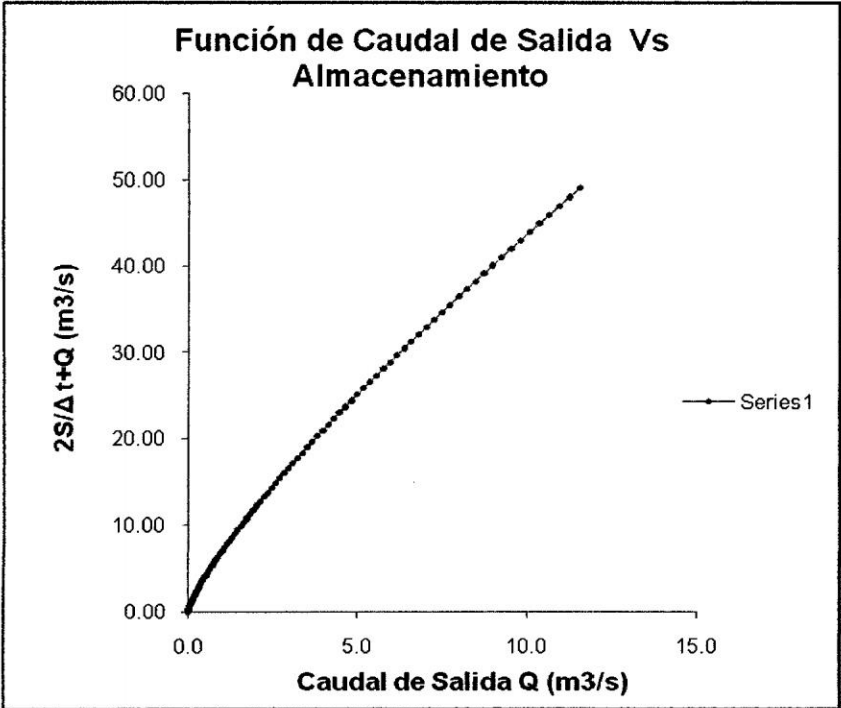


Figura 4.9 Gráfica de la función caudal de salida-almacenamiento

Tabla 4.19 Resultado de los cálculos de tránsito de hidrogramas mediante el modelo de Puls Modificado

Indice de Tiempo n	Tiempo (min)	I_n (m3/s)	I_n+I_{n+1} (m3/s)	$2S_n/\Delta t - O_n$ (m3/s)	$2S_n/\Delta t + O_n$ (m3/s)	O_{n+1} (m3/s)
1	0	0,0000		0,0000		0,0000
2	1	0,0155	0,0155	0,0148	0,0155	0,0003
3	2	0,1000	0,1155	0,1188	0,1303	0,0058
4	3	0,3157	0,4157	0,4616	0,5346	0,0365
5	4	0,6896	1,0053	1,1963	1,4669	0,1353
6	5	1,1546	1,8442	2,3483	3,0405	0,3461
7	6	1,5773	2,7320	3,7441	5,0802	0,6681
8	7	1,8575	3,4348	5,1027	7,1789	1,0381
9	8	1,9745	3,8320	6,1934	8,9346	1,3706
10	9	1,9588	3,9333	6,9139	10,1267	1,6064
11	10	1,8413	3,8001	7,2637	10,7140	1,7252
12	11	1,6809	3,5223	7,3062	10,7859	1,7399
13	12	1,5250	3,2059	7,1437	10,5121	1,6842
14	13	1,3829	2,9079	6,8688	10,0516	1,5914
15	14	1,2369	2,6198	6,5301	9,4886	1,4793
16	15	1,0862	2,3231	6,1436	8,8532	1,3548
17	16	0,9447	2,0309	5,7259	8,1745	1,2243
18	17	0,8112	1,7560	5,2936	7,4818	1,0941
19	18	0,6850	1,4963	4,8558	6,7899	0,9671
20	19	0,5673	1,2523	4,4178	6,1081	0,8451
21	20	0,4612	1,0284	3,9860	5,4462	0,7301
22	21	0,3670	0,8282	3,5667	4,8142	0,6237
23	22	0,2851	0,6521	3,1652	4,2188	0,5268
24	23	0,2177	0,5027	2,7872	3,6679	0,4404
25	24	0,1638	0,3815	2,4387	3,1687	0,3650
26	25	0,1230	0,2868	2,1239	2,7255	0,3008
27	26	0,0915	0,2145	1,8445	2,3384	0,2470
28	27	0,0671	0,1586	1,5986	2,0030	0,2022
29	28	0,0484	0,1155	1,3832	1,7142	0,1655
30	29	0,0348	0,0832	1,1960	1,4664	0,1352
31	30	0,0250	0,0597	1,0344	1,2557	0,1107
32	31	0,0180	0,0430	0,8960	1,0774	0,0907
33	32	0,0129	0,0309	0,7777	0,9269	0,0746
34	33	0,0091	0,0221	0,6766	0,7997	0,0616
35	34	0,0064	0,0156	0,5900	0,6921	0,0510
36	35	0,0044	0,0108	0,5159	0,6008	0,0425
37	36	0,0030	0,0074	0,4523	0,5232	0,0355
38	37	0,0019	0,0049	0,3976	0,4571	0,0298
39	38	0,0013	0,0032	0,3507	0,4008	0,0250
40	39	0,0008	0,0020	0,3103	0,3528	0,0212
41	40	0,0004	0,0012	0,2755	0,3116	0,0180
42	41	0,0002	0,0007	0,2453	0,2762	0,0154
43	42	0,0001	0,0003	0,2192	0,2456	0,0132
44	43	0,0000	0,0001	0,1965	0,2194	0,0114
45	44	0,0000	0,0001	0,1769	0,1966	0,0099
46	45	0,0000	0,0000	0,1597	0,1769	0,0086

Fuente: Elaboración Propia.

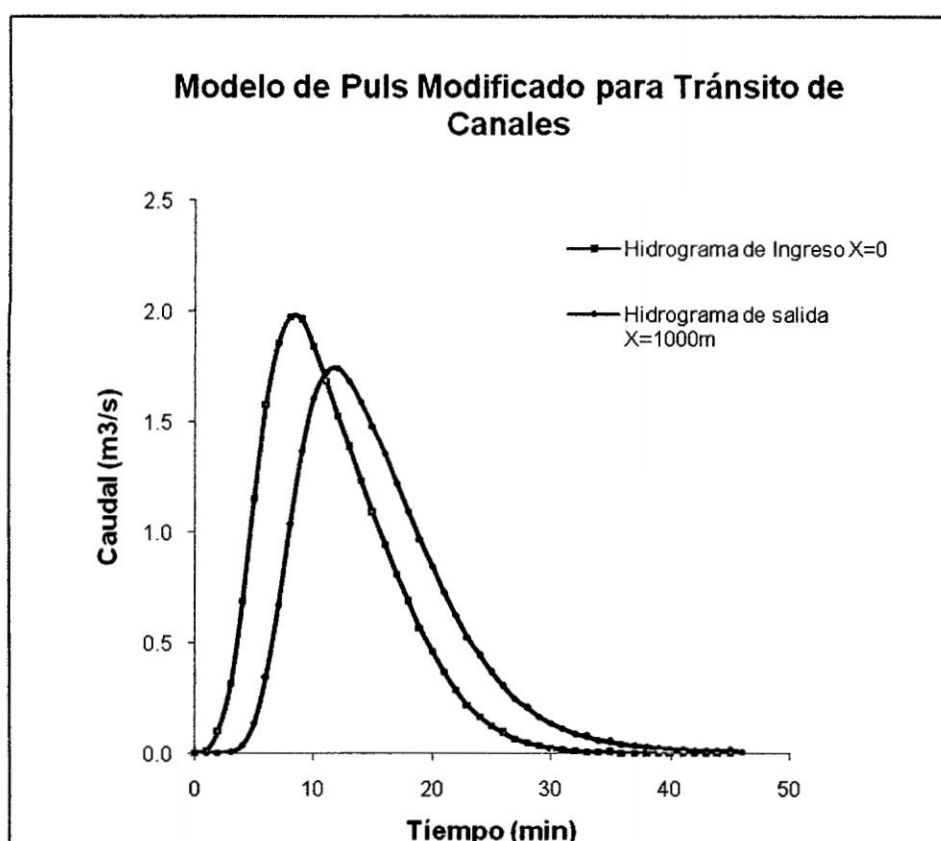


Figura 4.10 Gráfica del tránsito de hidrogramas en el canal triangular, mediante el modelo de Puls Modificado

4.9 DISCUSION DE RESULTADOS OBTENIDOS

Mediante el modelo de pérdida inicial y tasa constante se ha obtenido un exceso de precipitación de 3.85 mm, para una precipitación de 8.48 mm, habiéndose perdido por las abstracciones un total de 4.63mm.

Mediante el modelo del número de curva (CN), se ha obtenido un exceso de precipitación de 0.987 mm, para una precipitación de 8.48 mm, habiéndose perdido por las abstracciones un total de 7.493 mm.

Mediante el modelo de Green y Ampt, se ha obtenido un exceso de precipitación de 4.092 mm, para una precipitación de 8.48 mm, habiéndose perdido por las abstracciones un total de 4.388 mm.

De todos los métodos antes mencionados, el modelo de Pérdida Inicial y Tasa Constante y el modelo de Green y Ampt tienen pérdidas por abstracciones muy similares (4.63 mm, 4.388 mm), y consecuentemente excesos de precipitación similares (3.85 mm, 4.092 mm), valores bastante aceptables para un suelo de tipo arcilla-arenosa, a diferencia del modelo de Número de Curva (CN) que arroja valores excesivos de abstracciones (7.493 mm) y por consiguiente excesos de precipitaciones mínimos (0.987 mm) nada aceptables.

En la obtención de los HUs de Snyder y NRCS calculados a partir del exceso de precipitación mediante el modelo de Green y Ampt, se obtuvieron resultados semejantes con valores de caudales picos de 0.56 m³/s*mm y 0.77m³/s*mm respectivamente, y conduciéndonos por lo tanto a resultados de hidrogramas de escorrentía directa con similares caudales pico de 1.37 m³/s y 1.97m³/s, bastante aceptables.

En el tránsito de hidrogramas mediante los modelos de Onda Cinemática y Puls Modificado a través del canal de sección triangular, a partir de las condiciones de borde aguas arriba del hidrograma de ingreso calculado mediante el modelo del HU NRCS, se obtuvieron similares resultados en los caudales picos después de haber transitado 1000m, con el modelo de Onda Cinemática se obtuvo un pico máximo de 1.30 m³/s y con el modelo de Puls Modificado un pico de 1.73m³/s, estos tránsitos no han sido calibrados por lo que los cálculos de estos modelos son meramente de aplicación didáctica.

CAPITULO V

CALIBRACION Y VALIDACION DEL HEC-HMS CON SUBCUENCAS

5.1 INTRODUCCION

Los modelos de precipitación-escorrentía son particularmente herramientas efectivas para predecir la respuesta de una cuenca con una cantidad de tormenta dada, ellos por lo tanto pueden ser utilizados para muchos propósitos como prevención de avenidas, planeamiento, diseño, operación y manejo de los sistemas de los recursos hídricos, sin embargo antes de aplicarlos para estos propósitos, los modelos necesitan ser calibrados y validados para asegurar que los parámetros involucrados en ellos sean confiables y respondan al comportamiento de la cuenca en estudio.

La calibración o estimación de parámetros y la validación se han basado en 30 registros de eventos de precipitaciones de 24 horas, durante un período de tres meses así como de 17 observaciones de caudales durante el mismo periodo de tiempo y para el mismo evento de precipitación.

Para el proceso de calibración de los parámetros de los diferentes modelos hidrológicos se han elegido 04 precipitaciones – caudales

correspondientes a los meses de octubre y noviembre cuyas características de sus hietogramas así como de sus hidrogramas corresponden a las características estándares de la forma de una campana invertida y que tanto el ingreso así como su salida tengan cierta similitud y correspondencia en cuanto a sus series de tiempo y volúmenes. Para la validación se han considerado 03 lluvias – caudales del mes de diciembre con las cuales se verificarán los diferentes parámetros calibrados de los diferentes modelos hidrológicos las mismas que se ejecutaran con el programa HEC-HMS cuyas hidrógrafas de salida calculada serán comparados con los hidrogramas registrados para su posterior discusión y validación en base a una significancia estadística de sus variables.

Las estimaciones de los parámetros mediante el software HEC-HMS se han realizado de una manera automática, a partir de un cálculo inicial de los valores de los parámetros de los diferentes modelos, y luego mediante procedimientos de pruebas de ensayo y error, hasta producir un ajuste óptimo de los valores calculados con los observados.

Para la optimización de la calibración se utilizó la función objetivo del error de la raíz media cuadrada del pico ponderado y el algoritmo de búsqueda del Gradiente Univariado.

5.2 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA DISCRETIZADA EN TRES SUBCUENCAS

El modelado de la cuenca Yanaccacca discretizada en tres subcuencas con el HEC-HMS nos muestra la figura 5.1 en la cual se realizarán las optimizaciones de los parámetros involucrados en los modelos hidrológicos de las tasas de infiltración como son:

- El modelo Pérdida Inicial y Tasa Constante
- El modelo de Green y Ampt
- El modelo del Número de Curva para la abstracción

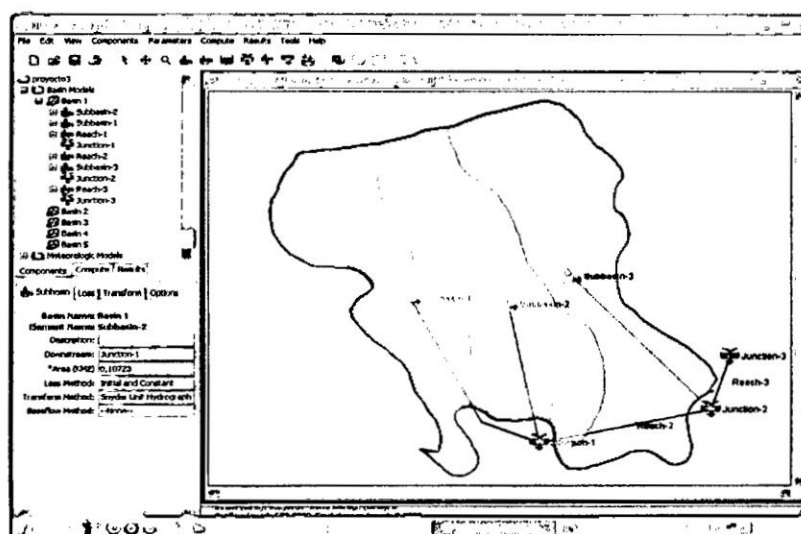


Figura 5.1 Cuenca Yanaccacca discretizada en tres subcuencas

Y para los modelos hidrológicos de transformación de la precipitación en escorrentía como son:

- El modelo del hidrograma unitario de Snyder
- El modelo del hidrograma unitario del NRCS

5.2.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder

Los parámetros de calibración a ser utilizado en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de pérdida inicial y tasa constante son:

- La pérdida inicial
- La tasa constante

Y para la transformación hidrológica con el modelo del HU de Snyder los parámetros de calibración son:

- El coeficiente pico de Snyder
- El tiempo al pico de Snyder

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado involucrando a los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.2 al 5.5

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.1 al 5.4

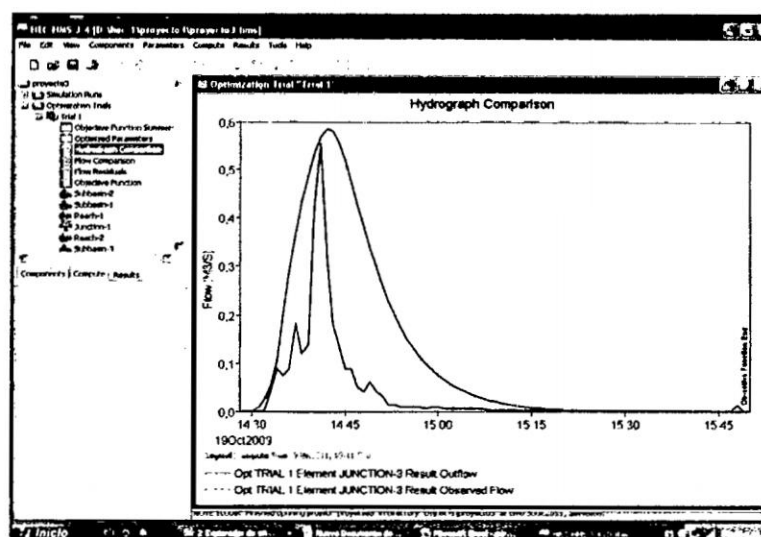


Figura 5.2 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.1 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	0,10	0,1000	0,13
Subbasin-2	Initial Loss	MM	0,10	0,1006	
Subbasin-3	Initial Loss	MM	0,20	0,2013	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,00	1,0053	1,10
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2956	
Subbasin-3	Constant Loss Rate	MM/HR	1,00	1,0055	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,50	0,5000	0,57
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,60	0,6000	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,60	0,6000	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,10	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,10	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,10	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

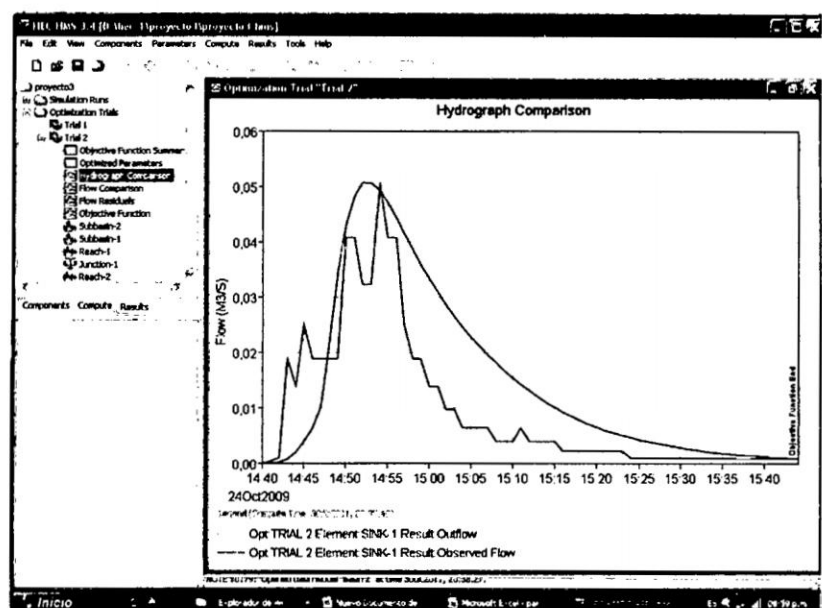


Figura 5.3 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.2 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	5	5,0000	5,83
Subbasin-2	Initial Loss	MM	5	5,0000	
Subbasin-3	Initial Loss	MM	5	7,5000	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1	1,5000	1,42
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2700	
Subbasin-3	Constant Loss Rate	MM/HR	1	1,5000	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4000	0,43
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4000	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,5	0,5000	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

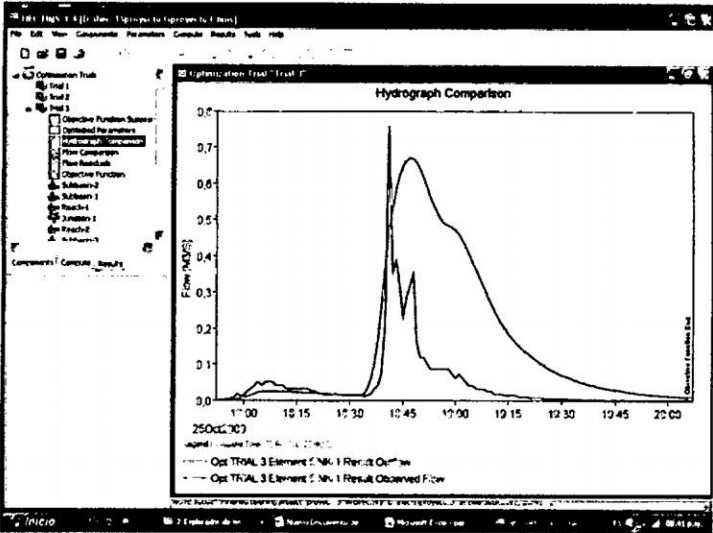


Figura 5.4 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.3 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	3	4,5000	4,52
Subbasin-2	Initial Loss	MM	3	4,5000	
Subbasin-3	Initial Loss	MM	3	4,5524	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,5	1,5000	1,76
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,5	1,5000	
Subbasin-3	Constant Loss Rate	MM/HR	1,5	2,2823	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,3000	0,40
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,3000	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,6000	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

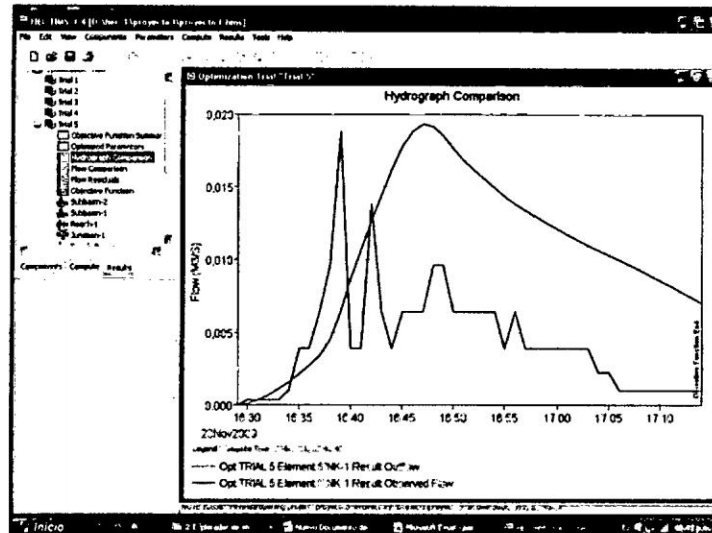


Figura 5.5 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.4 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-	Initial Loss	MM	3	4,5000	4,50
Subbasin-	Initial Loss	MM	3	4,5000	
Subbasin-	Initial Loss	MM	3	4,5000	
Subbasin-	Constant Loss Rate	MM/H	1	1,5000	1,42
Subbasin-	Constant Loss Rate	MM/H	1,27	1,2700	
Subbasin-	Constant Loss Rate	MM/H	1	1,5000	
Subbasin-	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,3000	0,52
Subbasin-	Snyder Peaking Coefficient		0,35	0,3500	
Subbasin-	Snyder Peaking Coefficient		0,9	0,9000	
Subbasin-	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2 Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y HU del NRCS

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de pérdida de Green y Ampt son:

- La pérdida inicial
- La conductivida hidraulica
- El déficit de humedad
- El frente de succión húmeda

Y para la transformación hidrológica con el modelo del HU NRCS los parámetros de calibración son:

- El tiempo de retardo

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.6 al 5.9

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.5 al 5.9

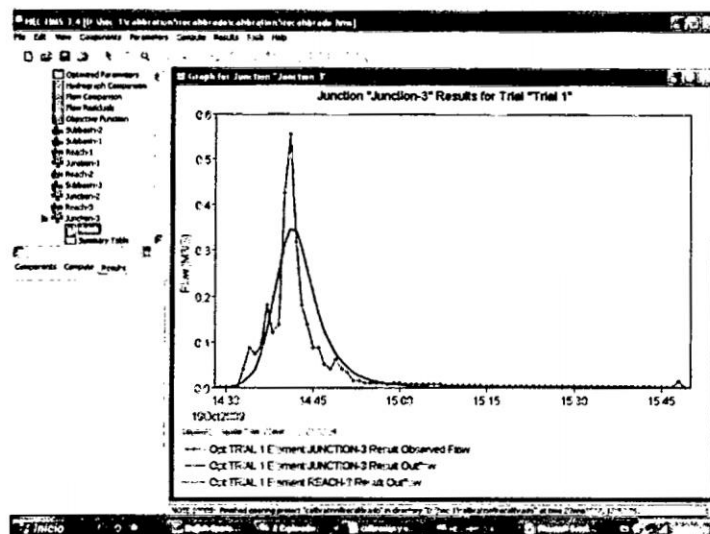


Figura 5.6 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.5 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimize d Value	Valores Promedios
Subbasin-	Initial Loss	MM	0,2	0,1255	0,09
Subbasin-	Initial Loss	MM	0,2	0,0581	
Subbasin-	Initial Loss	MM	0,2	0,0854	
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,1321	0,20
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,2000	
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,2593	
Subbasin-	Moisture Deficit		0,321	0,1398	0,12
Subbasin-	Moisture Deficit		0,321	0,1398	
Subbasin-	Moisture Deficit		0,321	0,0951	
Subbasin-	SCS Lag	MIN	10,908	4,7510	4,52
Subbasin-	SCS Lag	MIN	9,828	4,2806	
Subbasin-	SCS Lag	MIN	10,404	4,5315	
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	200,0000	200,00
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	200,0000	
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	200,0000	

Fuente: Elaboración Propia.

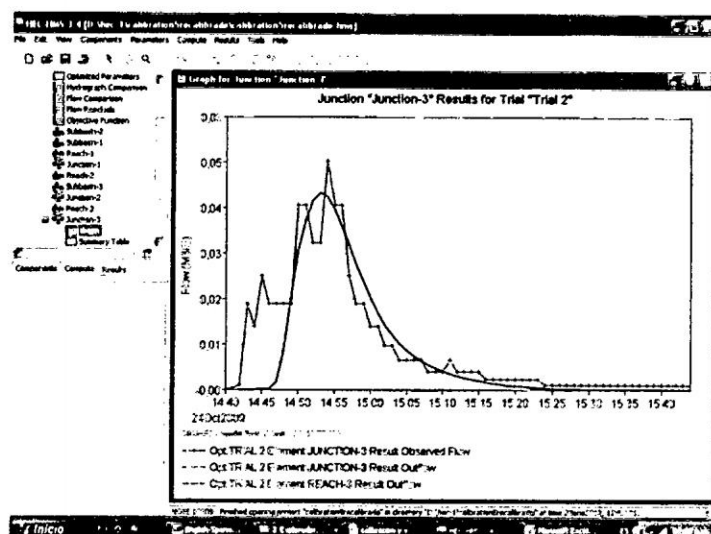


Figura 5.7 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.6 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-	Initial Loss	MM	2	3,0000	2,35
Subbasin-	Initial Loss	MM	2	2,0289	
Subbasin-	Initial Loss	MM	2	2,0281	
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,3000	0,30
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,3046	
Subbasin-	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,3	0,3038	
Subbasin-	Moisture Deficit		0,4	0,4000	0,42
Subbasin-	Moisture Deficit		0,4	0,4641	
Subbasin-	Moisture Deficit		0,4	0,4041	
Subbasin-	SCS Lag	MIN	8	8,0000	7,60
Subbasin-	SCS Lag	MIN	6	5,7902	
Subbasin-	SCS Lag	MIN	6	9,0000	
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	200,0000	201,53
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	202,2500	
Subbasin-	Wetting Front Suction	MM	200	202,3400	

Fuente: Elaboración Propia.

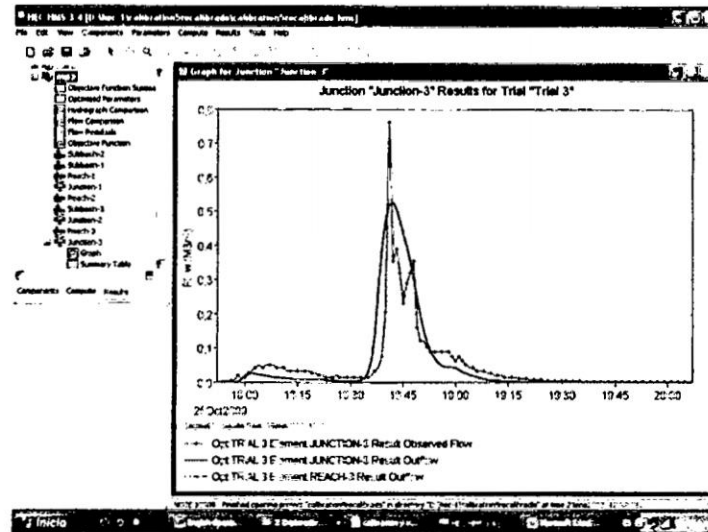


Figura 5.8 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.7 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	0,5	0,7335	0,75
Subbasin-2	Initial Loss	MM	0,5	0,7613	
Subbasin-3	Initial Loss	MM	0,5	0,7612	
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,4	0,4053	0,47
Subbasin-2	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,4	0,4073	
Subbasin-3	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,4	0,6056	
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,321	0,4836	0,38
Subbasin-2	Moisture Deficit		0,321	0,3242	
Subbasin-3	Moisture Deficit		0,321	0,3254	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	10,908	4,7510	4,06
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	9,828	2,9120	
Subbasin-3	SCS Lag	MIN	10,404	4,5315	
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	200	202,6500	236,11
Subbasin-2	Wetting Front Suction	MM	200	302,8400	
Subbasin-3	Wetting Front Suction	MM	200	202,8400	

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU del NRCS

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva (CN) para la abstracción son:

- La abstracción inicial
- El número de curva (CN)

Y para la transformación hidrológica con el modelo del HU del NRCS, los parámetros de calibración son:

- El tiempo de retardo

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.10 al 5.13.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.9 al 5.12.

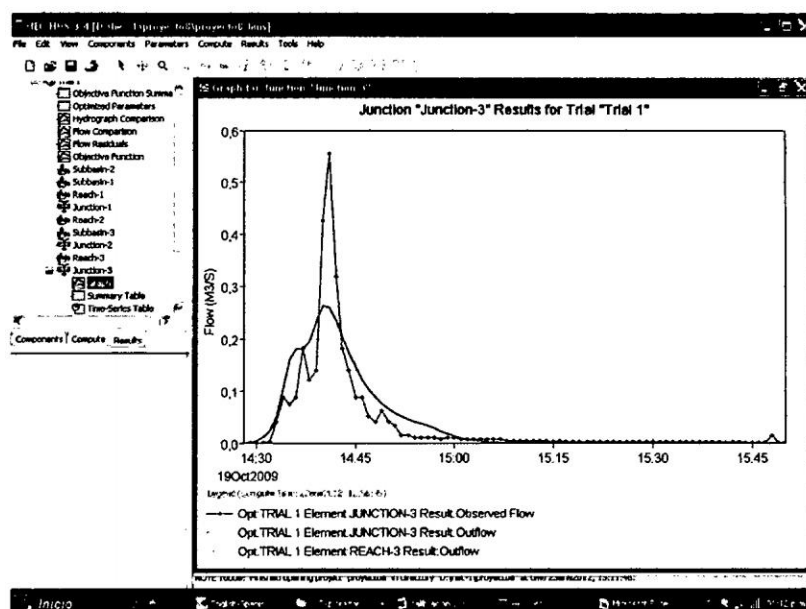


Figura 5.10 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.9 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimize d Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,5	0,0968	0,14
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,5	0,0988	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	0,5	0,2134	
Subbasin-1	Curve Number		94	95,5000	95,50
Subbasin-2	Curve Number		94	95,5000	
Subbasin-3	Curve Number		94	95,5000	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	10,908	2,1116	2,99
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	9,828	2,8538	
Subbasin-3	SCS Lag	MIN	10,404	4,0074	

Fuente: Elaboración Propia.

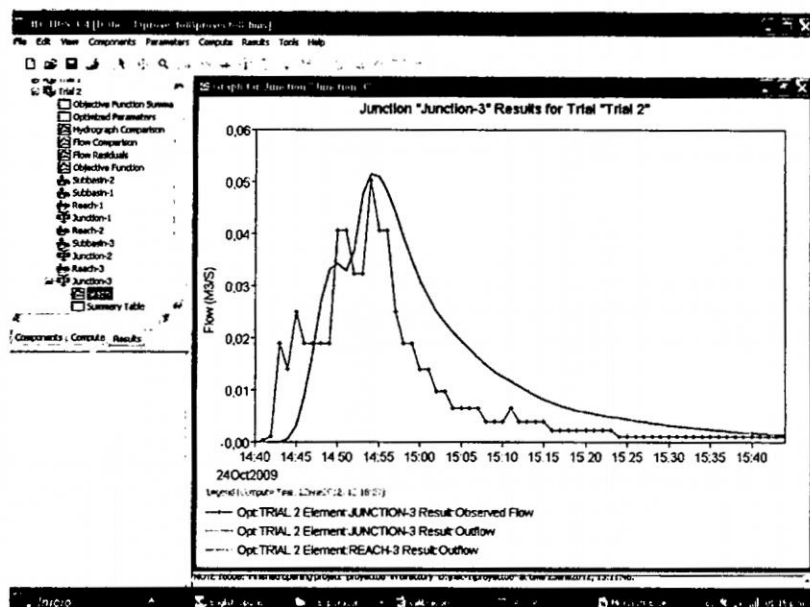


Figura 5.11 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.10 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	2	2,3125	2,21
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	2	2,3111	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	2	2,0000	
Subbasin-1	Curve Number		95	95,0000	90,01
Subbasin-2	Curve Number		87	87,0000	
Subbasin-3	Curve Number		86	88,0430	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	10,908	4,6982	10,01
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	9,828	22,3150	
Subbasin-3	SCS Lag	MIN	10,404	3,0210	

Fuente: Elaboración Propia.

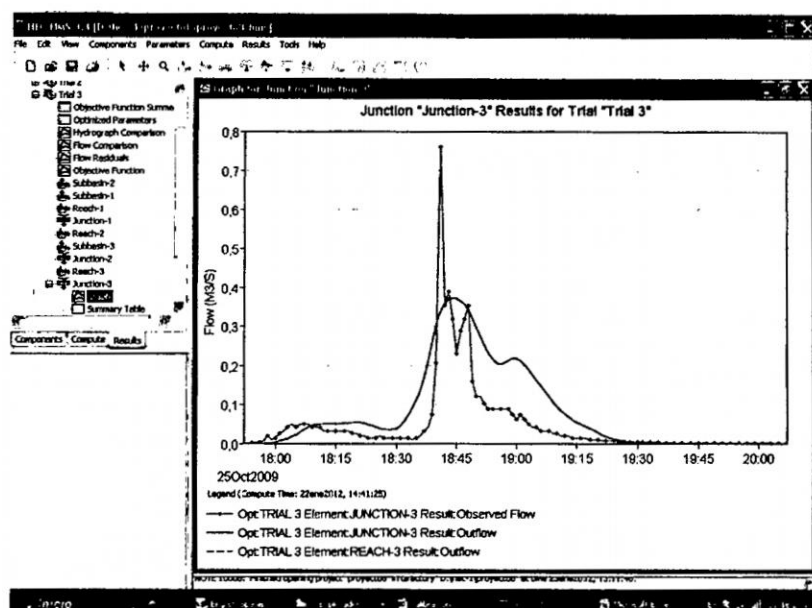


Figura 5.12 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.11 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1,5	1,5074	1,21
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,5	1,1079	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	0,5	1,0225	
Subbasin-1	Curve Number		95	95,4700	89,95
Subbasin-2	Curve Number		86	86,4290	
Subbasin-3	Curve Number		86	87,9420	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	10,908	4,6560	3,98
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	9,828	2,8538	
Subbasin-3	SCS Lag	MIN	10,404	4,4409	

Fuente: Elaboración Propia.

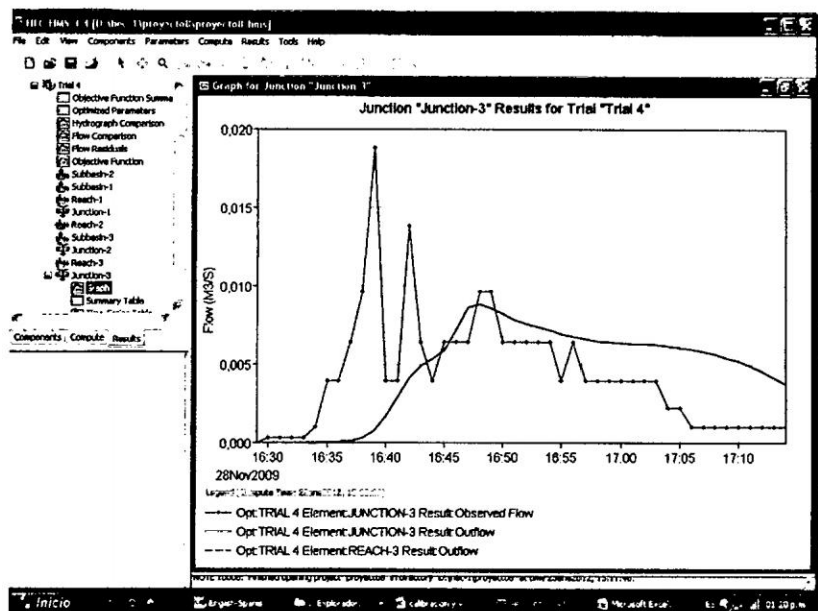


Figura 5.13 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.12 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,5	1,5000	0,83
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,5	0,5000	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	0,5	0,5000	
Subbasin-1	Curve Number		80	80,0000	77,33
Subbasin-2	Curve Number		76	76,0000	
Subbasin-3	Curve Number		76	76,0000	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	3	3,9884	4,00
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	4	4,0000	
Subbasin-3	SCS Lag	MIN	4	4,0000	

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU de Snyder

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva (CN) para la abstracción son:

- La abstracción inicial
- El numero de curva (CN)

Y para la transformación hidrológica con el modelo del H.U. de Snyder los parámetros de calibración son:

- El coeficiente pico de Snyder
- El tiempo al pico de Snyder

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.14 al 5.17.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.13 al 5.16.

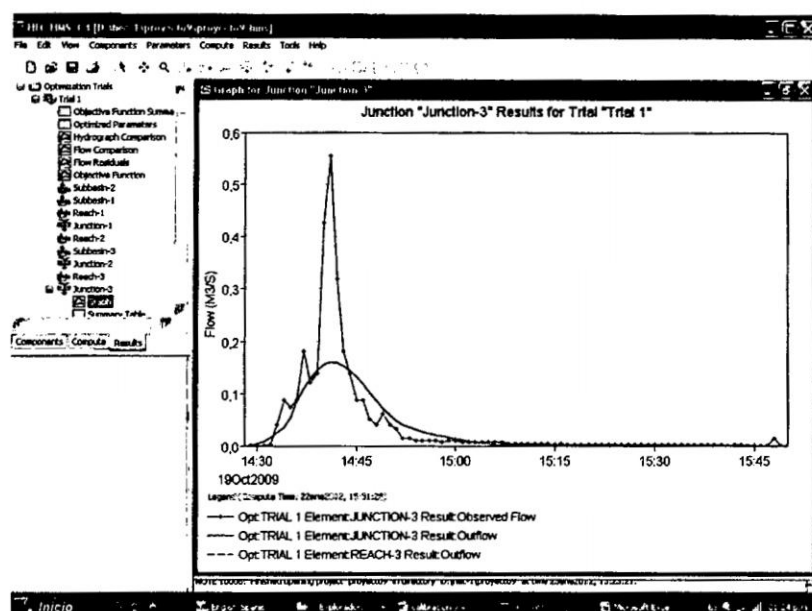


Figura 5.14 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.13 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1	0,1317	0,18
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	1	0,1975	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	1	0,1975	
Subbasin-1	Curve Number		84	88,5000	84,83
Subbasin-2	Curve Number		80	80,0000	
Subbasin-3	Curve Number		86	86,0000	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,8495	0,88
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,8495	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,9300	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

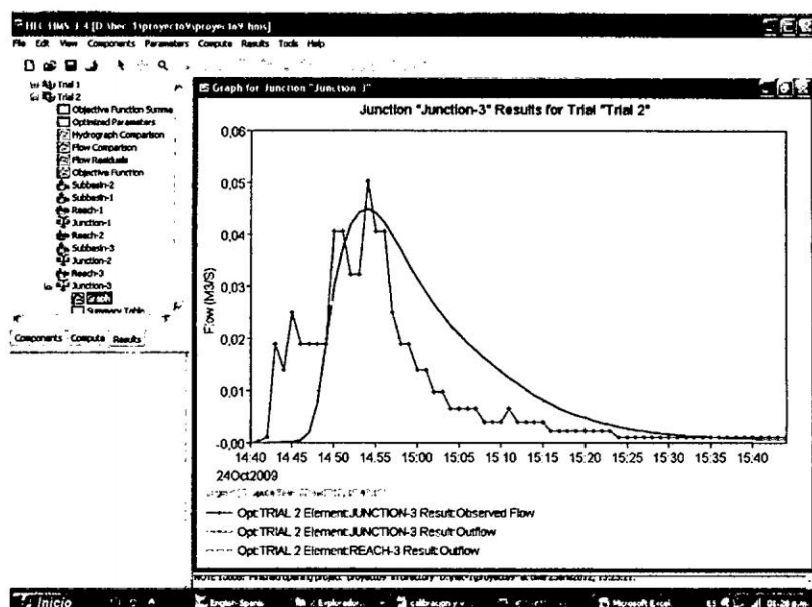


Figura 5.15 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.14 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	2	3,0000	2,55
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	2	2,3328	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	2	2,3212	
Subbasin-1	Curve Number		88	88,0000	86,33
Subbasin-2	Curve Number		85	85,0000	
Subbasin-3	Curve Number		86	86,0000	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4000	0,47
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,6051	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4000	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

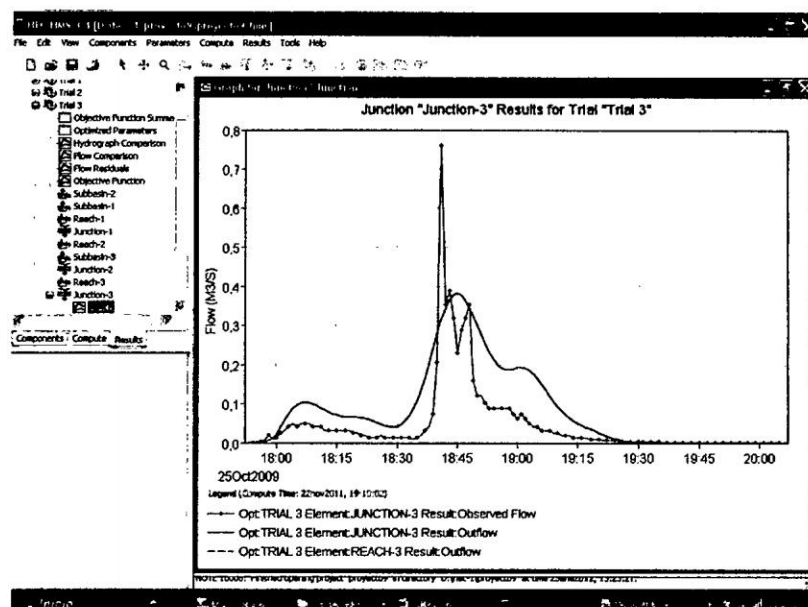


Figura 5.16 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.15 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,1	0,1742	0,21
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,2	0,2311	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	0,2	0,2295	
Subbasin-1	Curve Number		90	90,8640	88,43
Subbasin-2	Curve Number		87	87,0000	
Subbasin-3	Curve Number		86	87,4130	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	1,0000	0,91
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,8686	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,8683	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

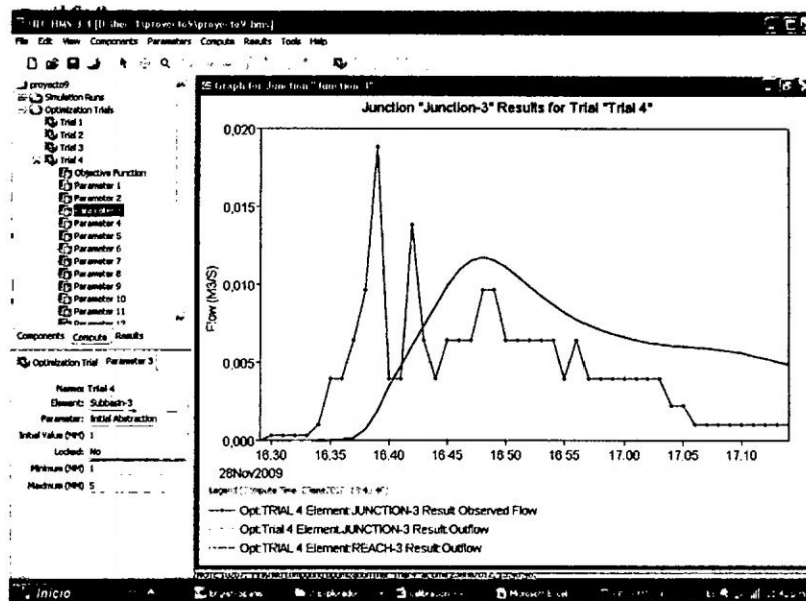


Figura 5.17 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.16 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1	1,5278	1,52
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	1	1,5203	
Subbasin-3	Initial Abstraction	MM	1	1,5216	
Subbasin-1	Curve Number		80	80,0000	80,00
Subbasin-2	Curve Number		80	80,0000	
Subbasin-3	Curve Number		80	80,0000	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,3000	0,43
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,6750	
Subbasin-3	Snyder Peaking Coefficient		0,3	0,3000	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	0,10
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	
Subbasin-3	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1000	

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en las Tres Subcuencas Discretizadas

Tabla 5.17 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de tasa inicial y pérdida constante

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Pérdida Inicial	MM	3,75
Tasa de Pérdida Constante	MM/HR	1,43

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.18 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Pérdida Inicial	MM	0,92
Conductividad Hidráulica	MM/HR	0,36
Déficit de Humedad		0,31
Frente de Succión Húmeda	MM	214,41

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.19 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva (CN)

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Abstracción Inicial	MM	1,11
CN		86,55

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.20 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del HU NRCS

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Tiempo de Retardo del HU. NRCS	MIN	5,59

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.21 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del HU de Snyder

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Coefficiente Pico de Snyder		0,57
Tiempo al Pico de Snyder	HR	0,10

Fuente: Elaboración Propia.

5.3 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA DISCRETIZADA EN DOS SUBCUENCAS

El modelado de la cuenca Yanaccacca discretizada en dos subcuencas con el HEC-HMS nos muestra la figura 5.18 en la cual se realizaran las optimizaciones de los parámetros involucrados en los modelos hidrológicos de infiltración y transformación siguiendo los mismos mecanismos tratados en los temas anteriores, difiriendo para ello solo en que la aplicación de los modelos hidrológicos y la búsqueda de los parámetros de calibración se harán sobre la misma cuenca subdividida en dos subcuencas.

5.3.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y H.U.de Snyder

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de pérdida inicial y tasa constante, asi como para el modelo del H.U. de snyder son las mismas utilizadas en el tema 5.2.1.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.19 al 5.22.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas

y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.22 al 5.25.

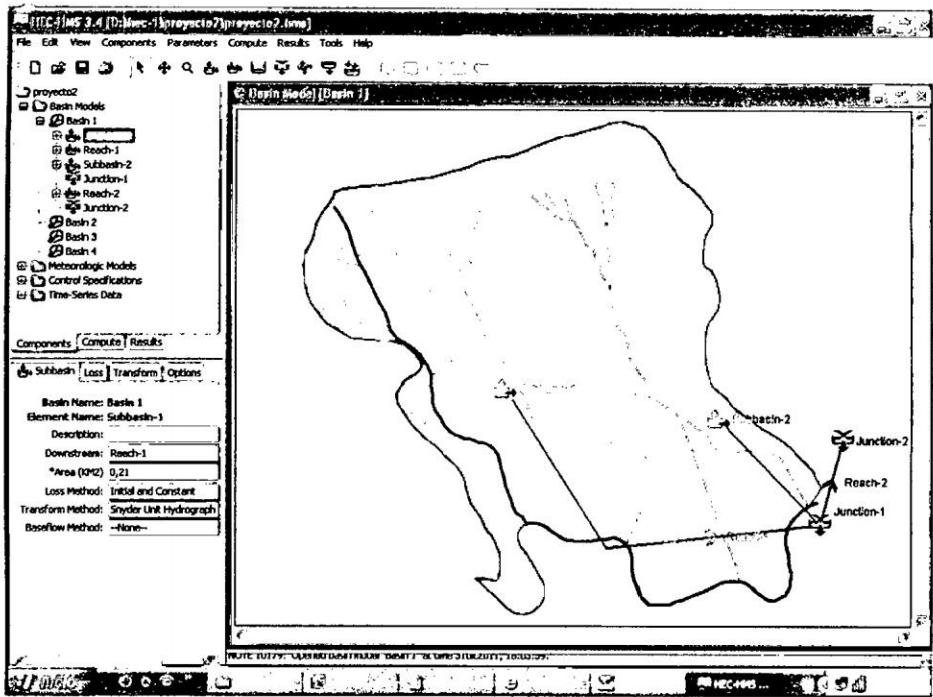


Figura 5.18 Cuenca Yanacacca discretizada en dos subcuencas

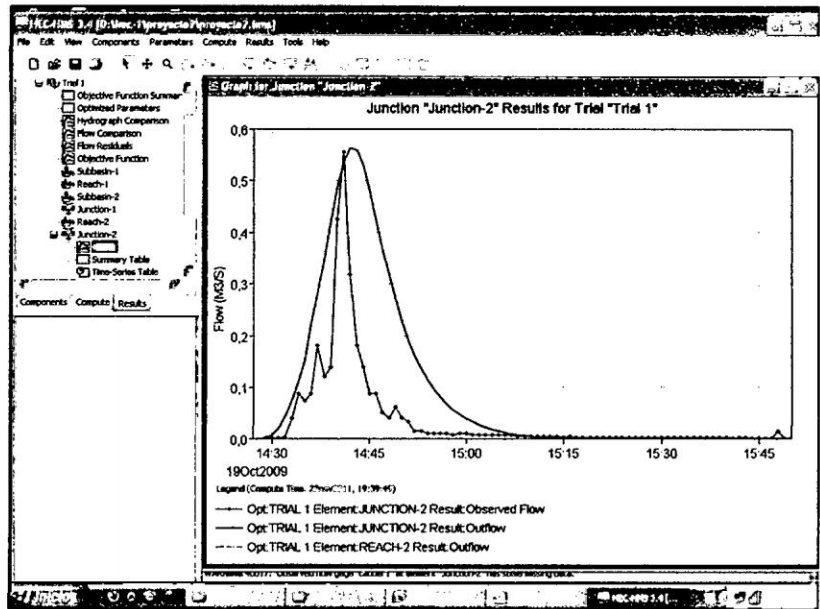


Figura 5.19 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.22 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	0,6	0,60482	0,3124677
Subbasin-2	Initial Loss	MM	0,02	0,0201154	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2955	1,61435
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,9332	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,7	0,69928	0,651895
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,60451	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

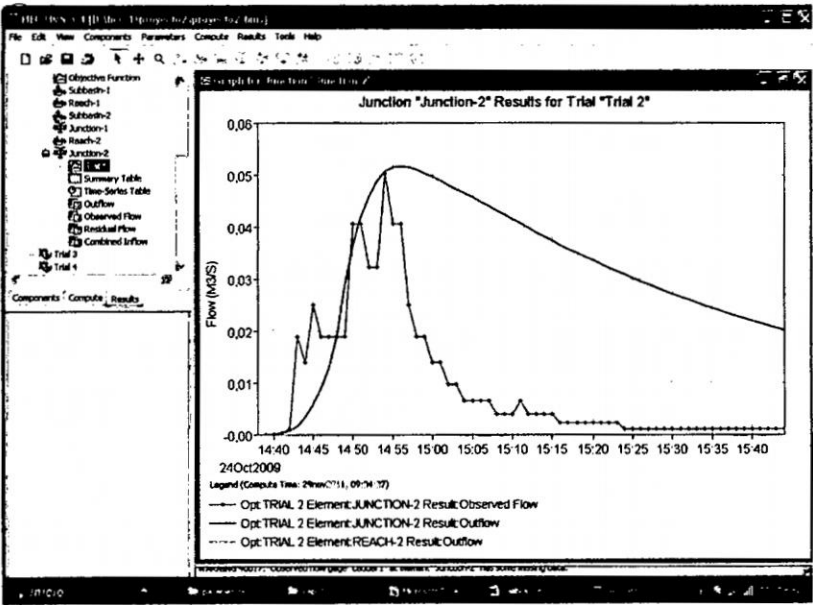


Figura 5.20 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.23 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	5	5	4,5
Subbasin-2	Initial Loss	MM	4	4	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,27	1,2828
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2956	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,12	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,12	0,1	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

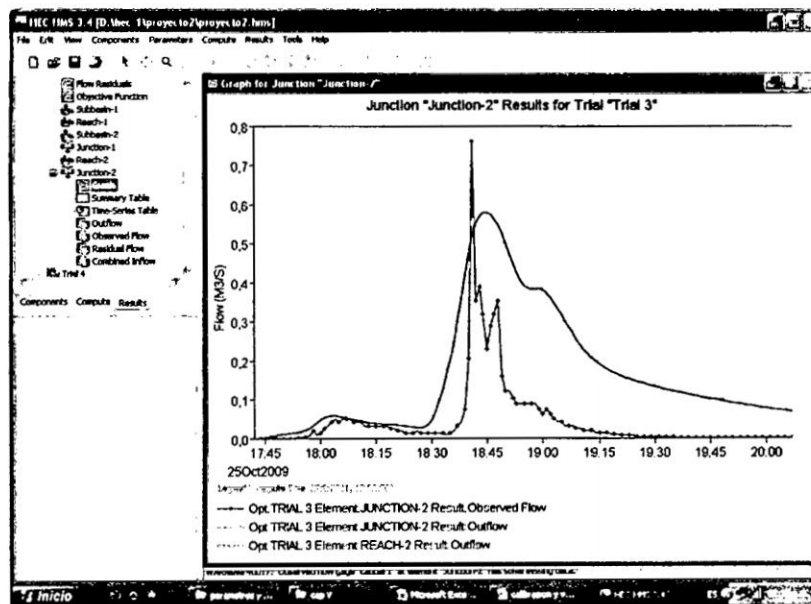


Figura 5.21 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.24 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	3	4,5	4,5
Subbasin-2	Initial Loss	MM	3	4,5	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2956	1,2956
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,2956	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,1	0,1	0,4
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,7	0,7	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

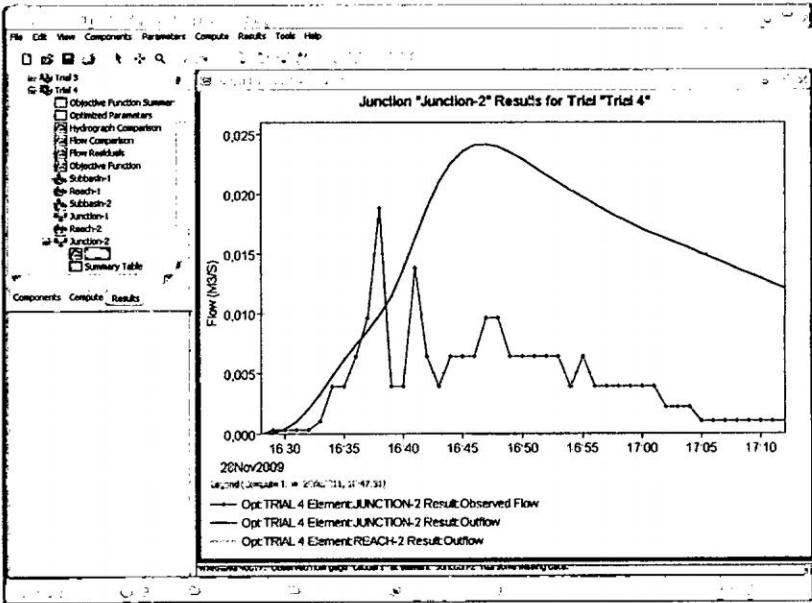


Figura 5.22 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.25 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	4	6	5,25
Subbasin-2	Initial Loss	MM	3	4,5	
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,27	1,27
Subbasin-2	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,27	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,1	0,1	0,25
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.2 Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y HU del NRCS

Los parametros de calibración a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de pérdida Green y Ampt, y el modelo del HU NRCS son las mismas utilizadas en el tema 5.2.2.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.23 al 5.26.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.26 al 5.29.

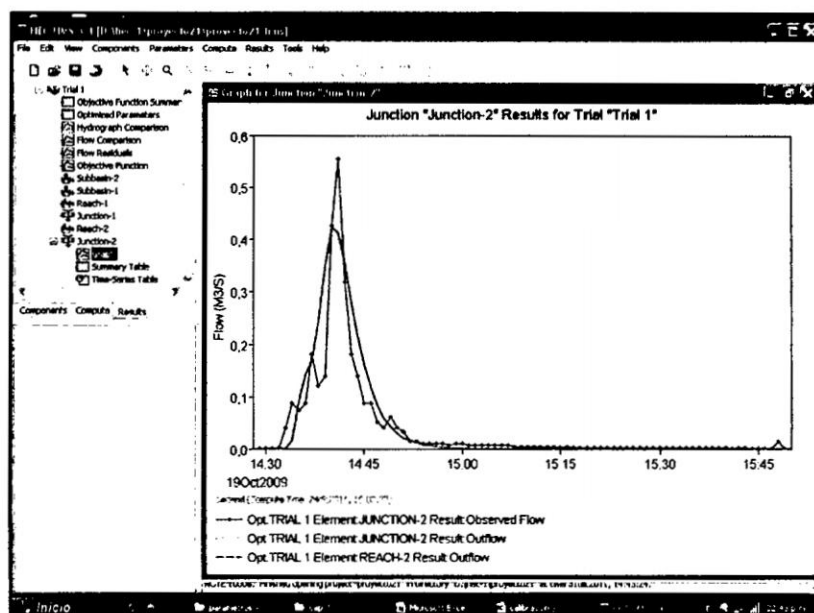


Figura 5.23 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.26 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1	1	0,81373
Subbasin-2	Initial Loss	MM	1	0,62746	
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,11	0,11	0,11
Subbasin-2	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,11	0,11	
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,24	0,10244	0,10244
Subbasin-2	Moisture Deficit		0,24	0,10244	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	3,2112	3,3707
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	3,5302	
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	200	184,47	192,235
Subbasin-2	Wetting Front Suction	MM	200	200	

Fuente: Elaboración Propia.

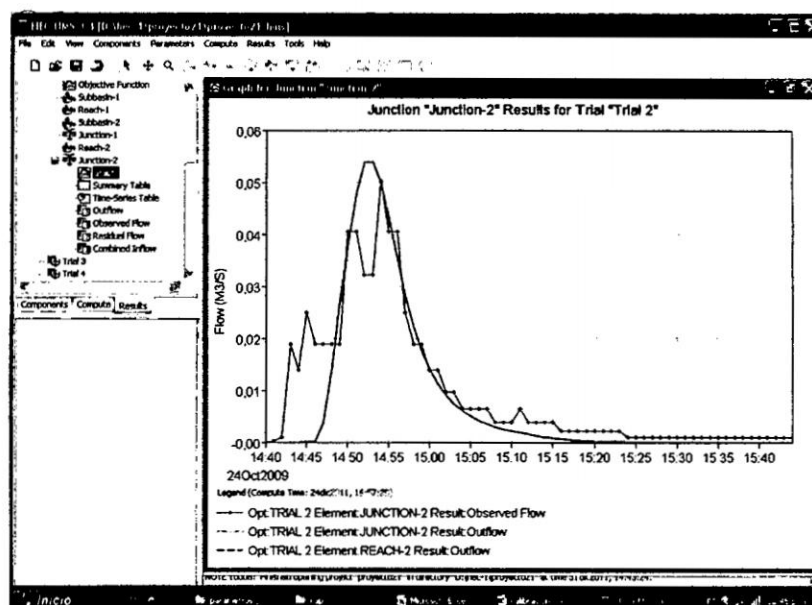


Figura 5.24 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.27 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1	2,2856	2,3084
Subbasin-2	Initial Loss	MM	2	2,3312	
Subbasin-1	Hydraulic	MM/HR	0,2	0,30553	0,304865
Subbasin-2	Hydraulic	MM/HR	0,2	0,3042	
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,321	0,32714	0,315665
Subbasin-2	Moisture Deficit		0,2	0,30419	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	3,9	4,4718	5,73575
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	6	6,9997	
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	200	203,59	216,795
Subbasin-2	Wetting Front Suction	MM	200	230	

Fuente: Elaboración Propia.

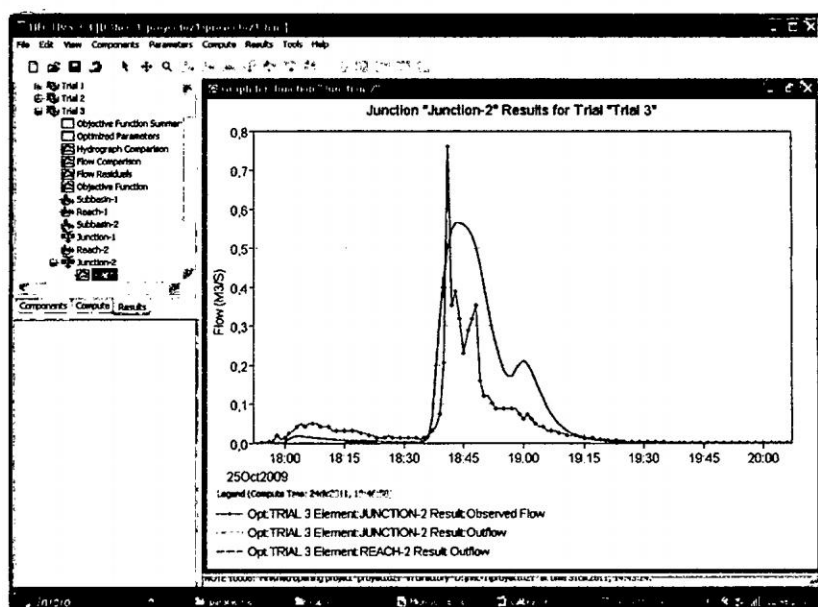


Figura 5.25 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.28 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	2	3	3,772
Subbasin-2	Initial Loss	MM	2	4,544	
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,2	0,30435	0,25416
Subbasin-2	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,2	0,20397	
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,2	0,20385	0,20391
Subbasin-2	Moisture Deficit		0,2	0,20397	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4	4	5,86195
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,1	7,7239	
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	200	203,88	203,925
Subbasin-2	Wetting Front Suction	MM	200	203,97	

Fuente: Elaboración Propia.

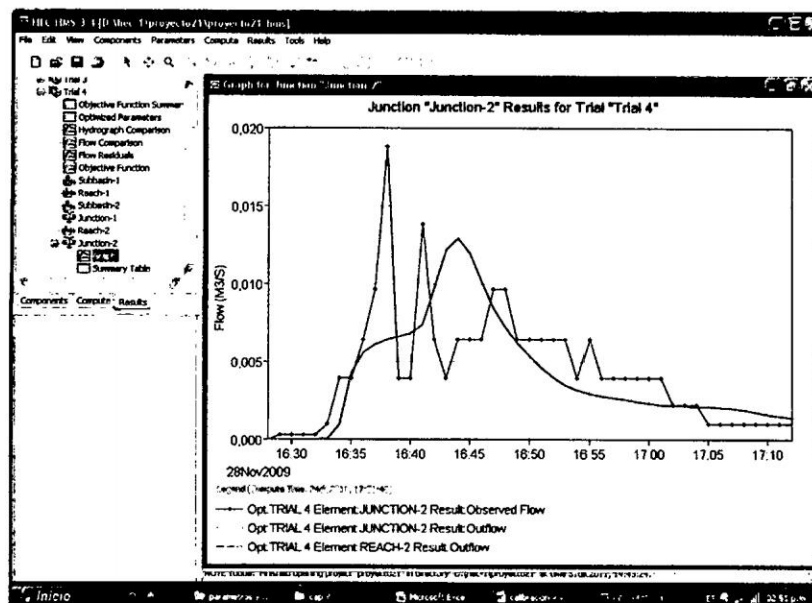


Figura 5.26 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.29 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1	1,5	1,5
Subbasin-2	Initial Loss	MM	1	1,5	
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,2	0,23	0,19
Subbasin-2	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,1	0,15	
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,2	0,2	0,2
Subbasin-2	Moisture Deficit		0,2	0,2	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	2,0714	3,6817
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	5,292	
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	200	200	200
Subbasin-2	Wetting Front Suction	MM	200	200	

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU del NRCS

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva para la abstraccion, y el modelo del HU NRCS son las mismas utilizadas en el tema 5.2.3.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.27 al 5.30.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.30 al 5.33.

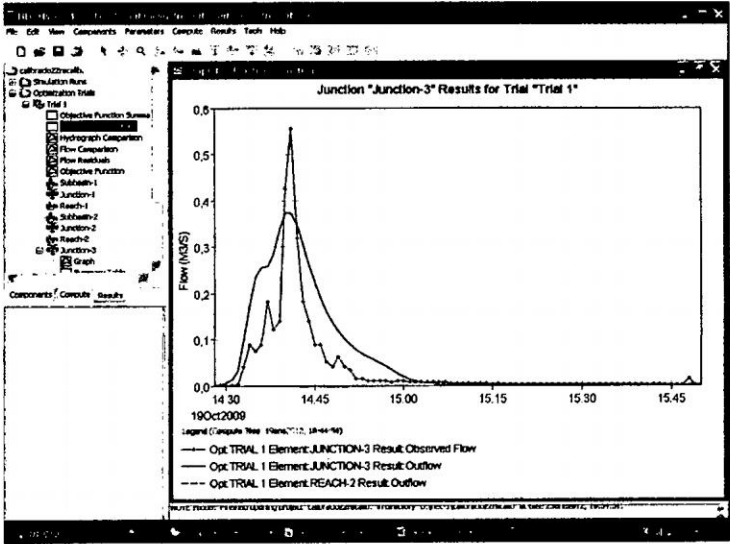


Figura 5.27 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.30 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,86	0,56918	0,57538
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,86	0,58158	
Subbasin-1	Curve Number		86	98,507	88,9155
Subbasin-2	Curve Number		86	79,324	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	3,0043	3,96055
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	4,9168	

Fuente: Elaboración Propia.

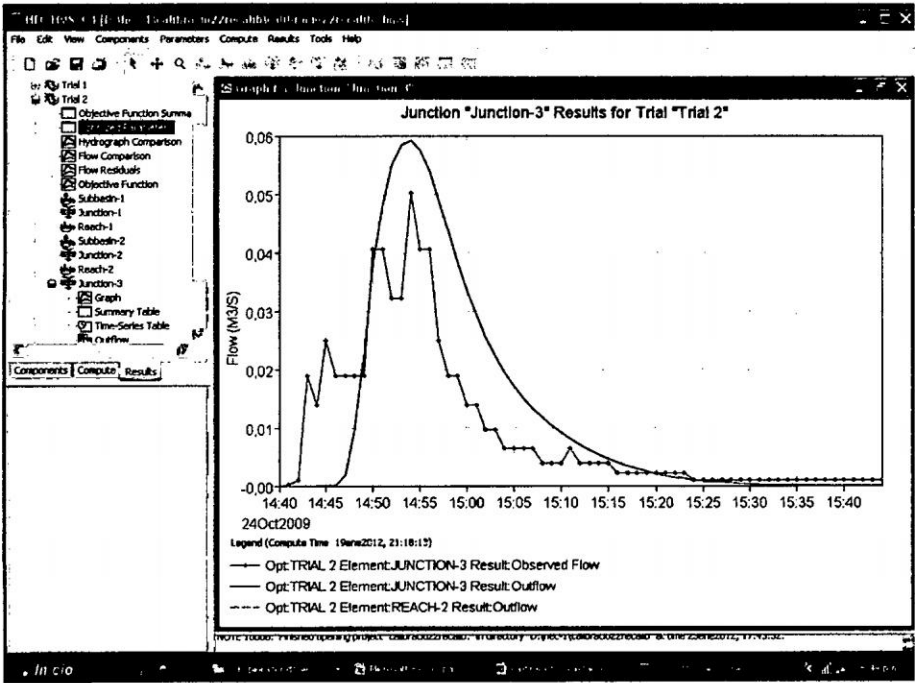


Figura 5.28 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.31 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	3	3,0698	3,5534
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	4	4,037	
Subbasin-1	Curve Number		80	73,789	78,401
Subbasin-2	Curve Number		90	83,013	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	7,2439	7,6494
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	8,0549	

Fuente: Elaboración Propia.

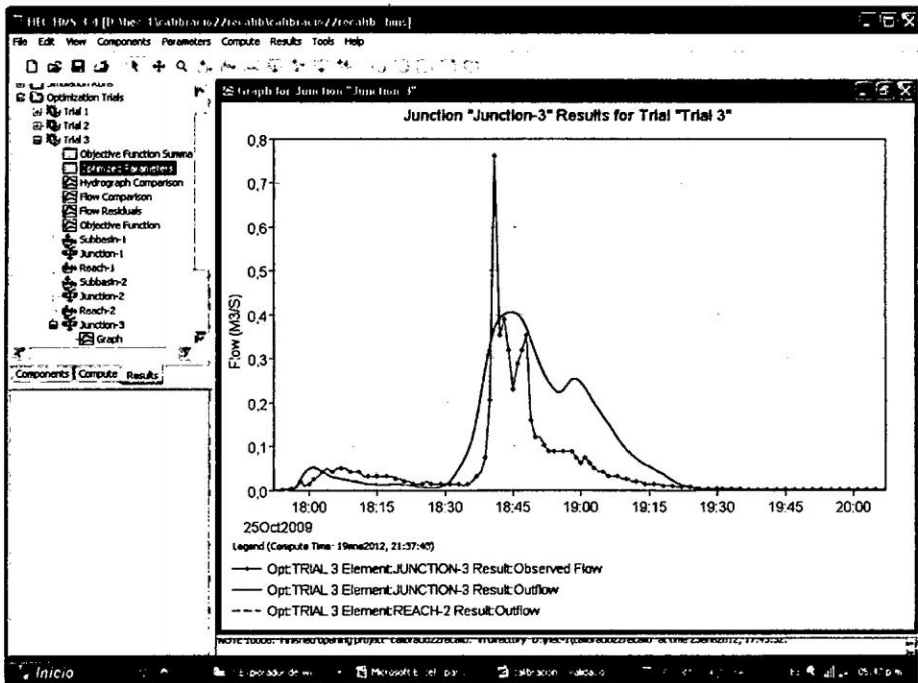


Figura 5.29 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.32 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	4	4,5099	4,0997
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	4	3,6895	
Subbasin-1	Curve Number		85	83,954	91,428
Subbasin-2	Curve Number		90	98,902	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	2,0437	3,46245
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	4,8812	

Fuente: Elaboración Propia.

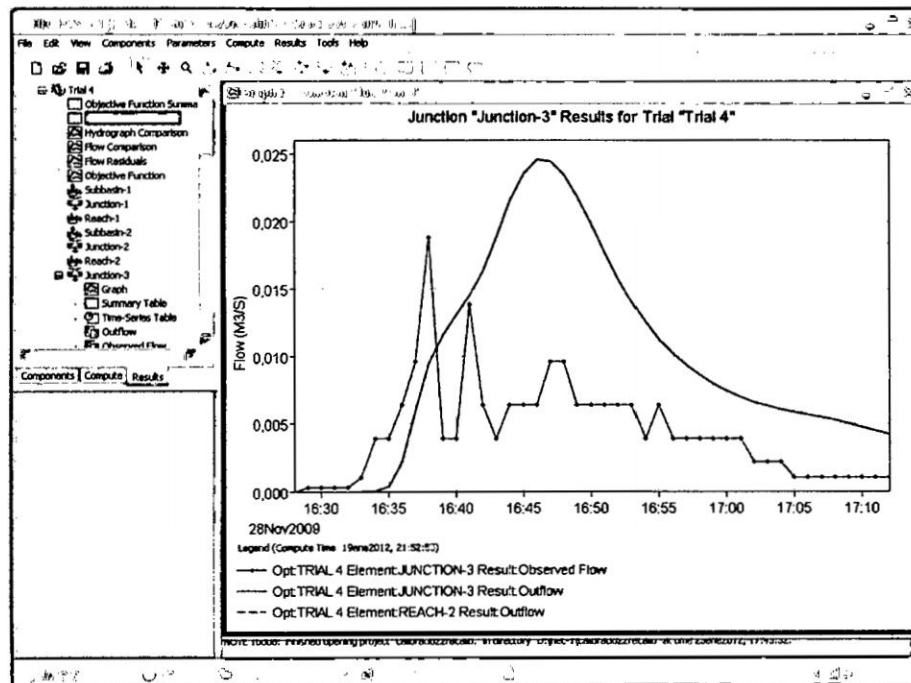


Figura 5.30 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.33 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	3	3	3
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	3	3	
Subbasin-1	Curve Number		86	86	86
Subbasin-2	Curve Number		86	86	
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,788	5,2098	5,2509
Subbasin-2	SCS Lag	MIN	5,292	5,292	

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU de Snyder

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva para la abstracción, y el modelo del HU de Snyder son las mismas utilizadas en la sección 5.2.4.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.31 al 5.34.

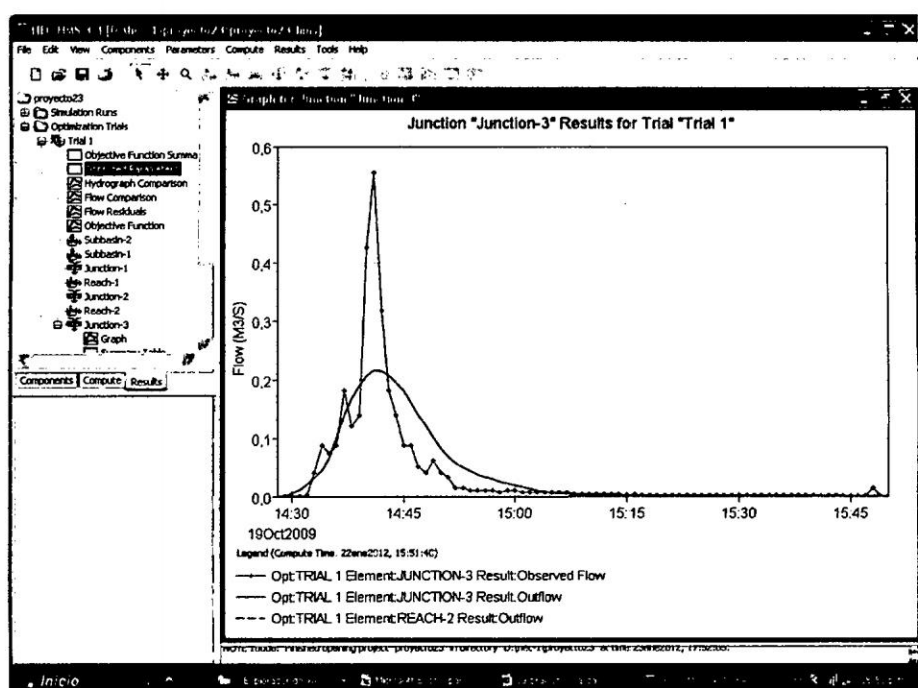


Figura 5.31 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.34 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,82	0,10798	0,13498
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,82	0,16198	
Subbasin-1	Curve Number		86	89,9	89,9
Subbasin-2	Curve Number		86	89,9	
Subbasin-1	Snyder Peaking		0,6	0,85638	0,92819
Subbasin-2	Snyder Peaking		0,6	1	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

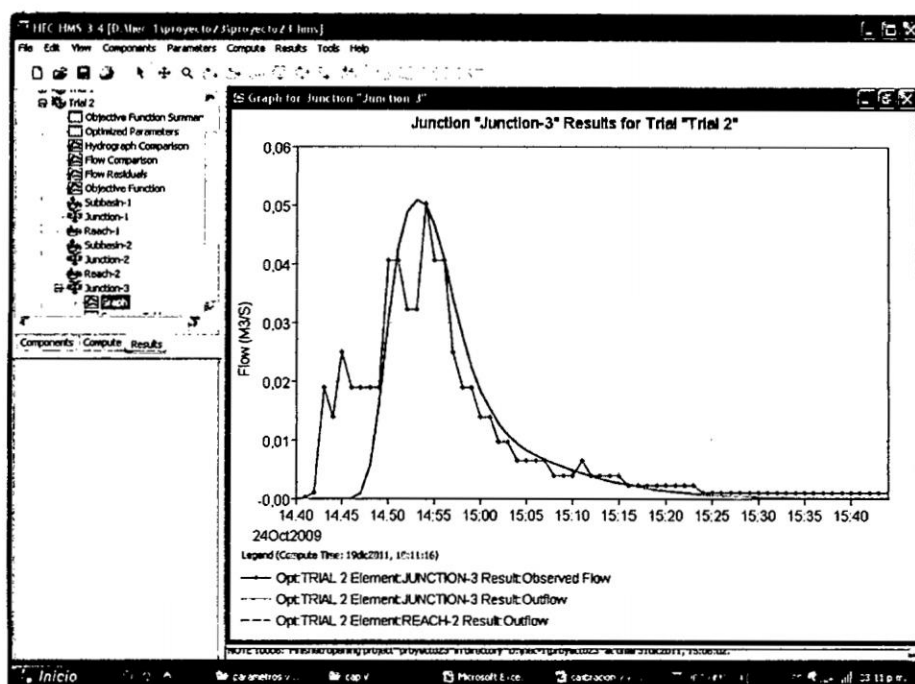


Figura 5.32 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.35 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	3	4,5	3,76985
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	2	3,0397	
Subbasin-1	Curve Number		90	92,7	91,35
Subbasin-2	Curve Number		90	90	
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,858	0,68312
Subbasin-2	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,50824	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas

y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.34 al 5.37

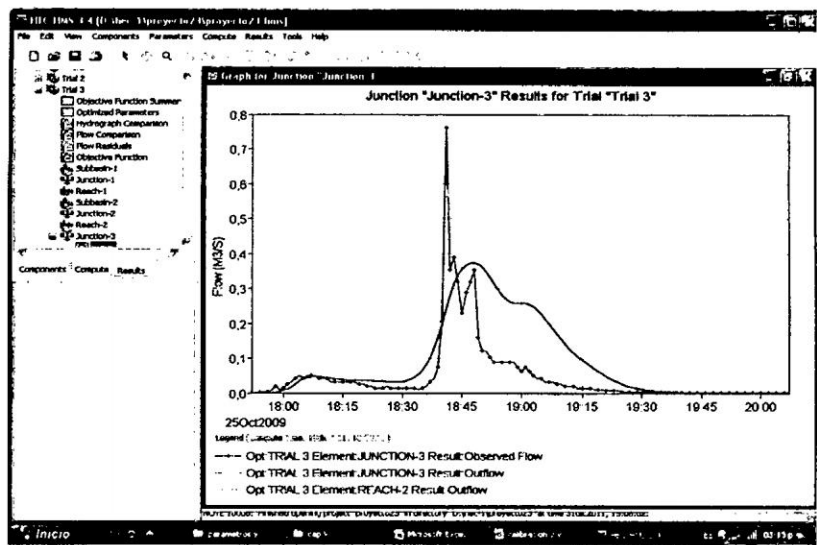


Figura 5.33 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.36 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	3	3	1,744565
Subbasin-2	Initial Abstraction	MM	0,82	0,48913	
Subbasin-1	Curve Number		95	95	92,5
Subbasin-2	Curve Number		90	90	
Subbasin-1	Snyder Peaking		0,6	0,69	0,635155
Subbasin-2	Snyder Peaking		0,5	0,58031	
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-2	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

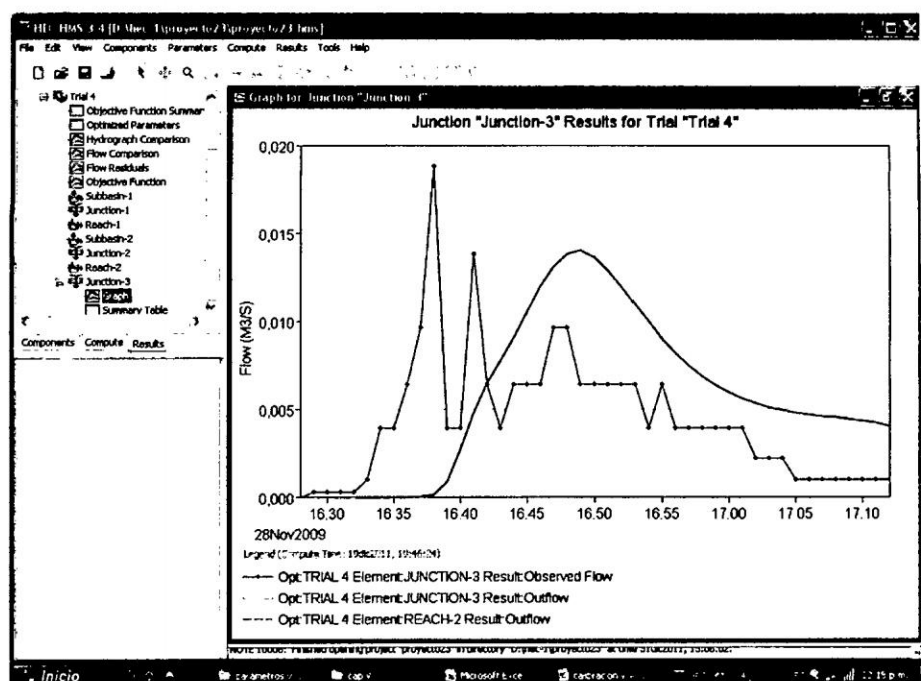


Figura 5.34 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.37 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-	Initial Abstraction	MM	2	3	2,6634
Subbasin-	Initial Abstraction	MM	2	2,3268	
Subbasin-	Curve Number		94	94	94
Subbasin-	Curve Number		94	94	
Subbasin-	Snyder Peaking		0,7	0,7	0,65
Subbasin-	Snyder Peaking		0,6	0,6	
Subbasin-	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	

Fuente: Elaboración Propia.

5.3.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en las Dos Subcuencas Discretizadas

Tabla 5.38 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Pérdida Constante

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	3,64
Tasa de Pérdida Constante	MM/HR	1,37

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.39 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	2,10
Conductividad Hidráulica	MM/HR	0,21
Déficit de Humedad		0,21
Frente de Succión Húmeda	MM	203,24

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.40 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Abstracción Inicial	MM	2,46
CN		88,08

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.41 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. NRCS

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Tiempo de Retardo del HU. NRCS	MIN	4,87

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.42 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. de Snyder

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Coefficiente Pico de Snyder		0,54
Tiempo al Pico de Snyder	HR	0,10

Fuente: Elaboración Propia.

5.4 CALIBRACION Y OPTIMIZACION CON EL SOFTWARE HEC-HMS PARA DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACION EN LA CUENCA YANACCACCA NO DISCRETIZADA.

El modelado de la cuenca Yanaccacca no discretizada con el programa HEC-HMS nos muestra la figura 5.35 en la cual se realizaran las optimizaciones de los parámetros involucrados en los modelos hidrológicos de infiltración y transformación siguiendo los mismos mecanismos tratados en los temas anteriores, difiriendo para ello solo en que la aplicación de los modelos hidrológicos y la búsqueda de los parámetros de calibración se harán sobre toda la cuenca, sin discretización alguna en subcuencas.

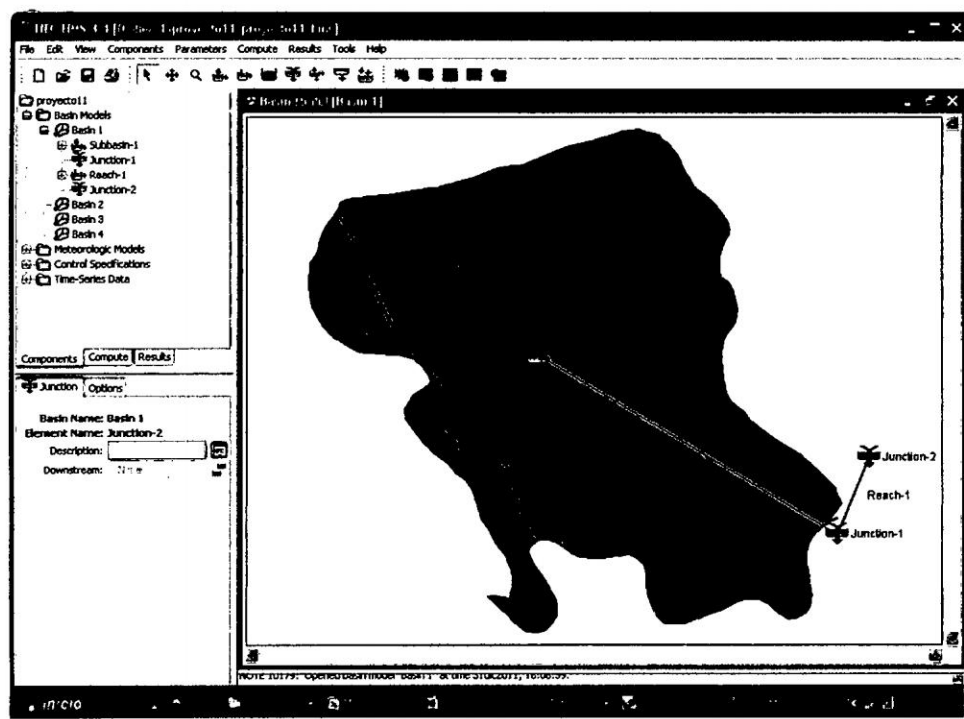


Figura 5.35 Cuenca Yanaccacca no discretizada

5.4.1 Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de pérdida inicial y tasa constante, así como para el modelo del HU de snyder son las mismas utilizadas en la sección 5.2.1.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.36 al 5.39.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.43 al 5.46.

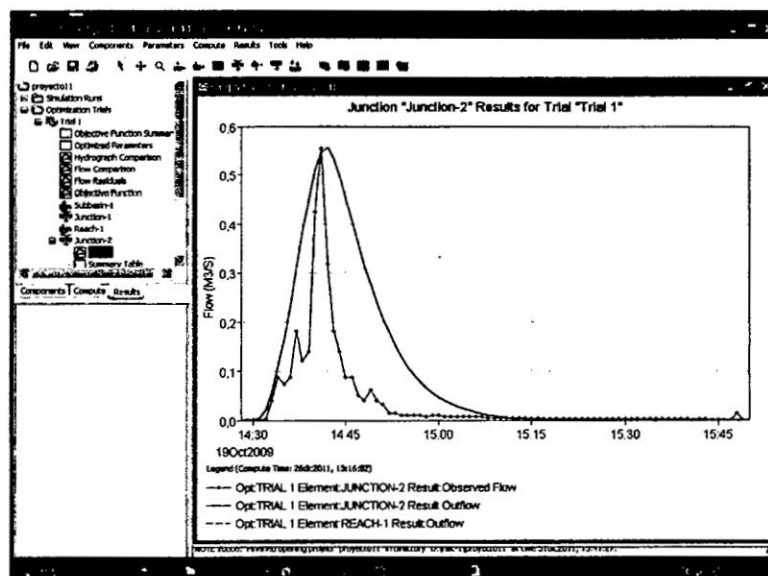


Figura 5.36 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.43 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	0,4	0,46	0,46
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	0,6	0,90449	0,90449
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,6	0,6
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

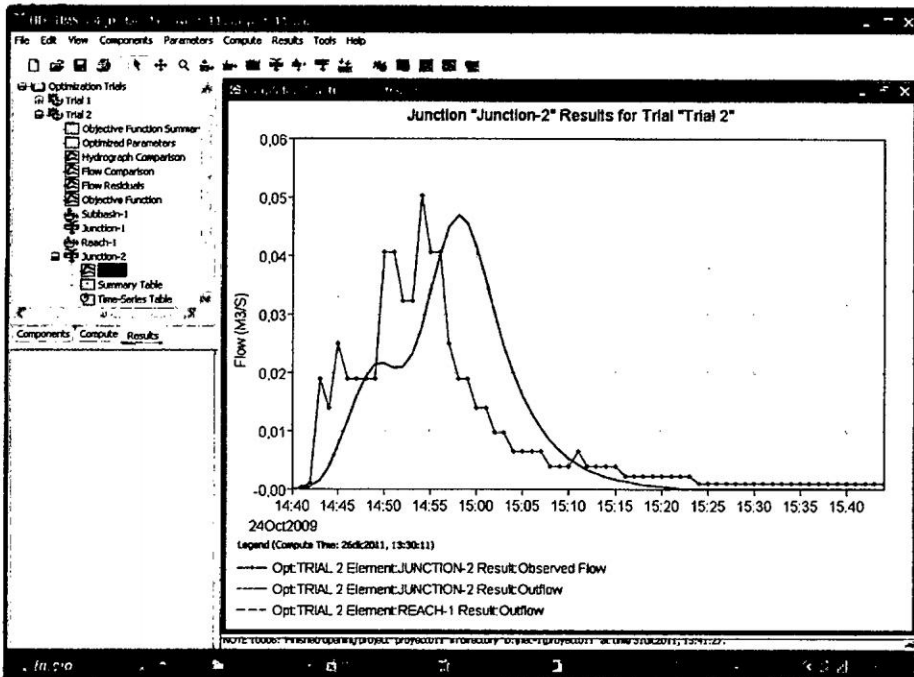


Figura 5.37 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.44 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	2	3,9618	3,9618
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,1562	1,1562
Subbasin-1	Snyder Peaking		0,7	0,7	0,7
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

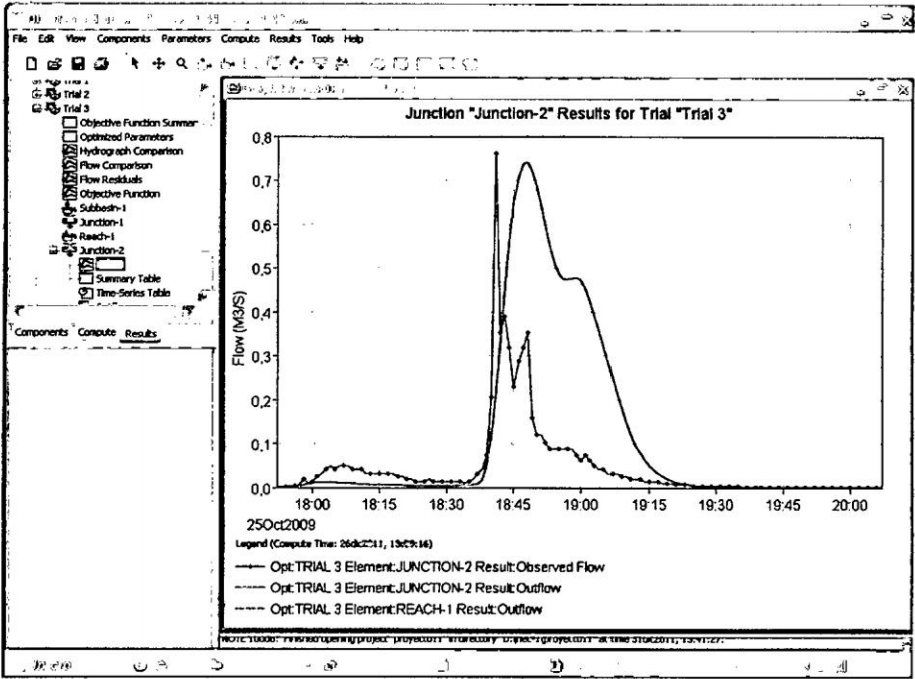


Figura 5.38 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.45 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	5	5,7806	5,7806
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,1602	1,1602
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,7	0,69933	0,69933
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

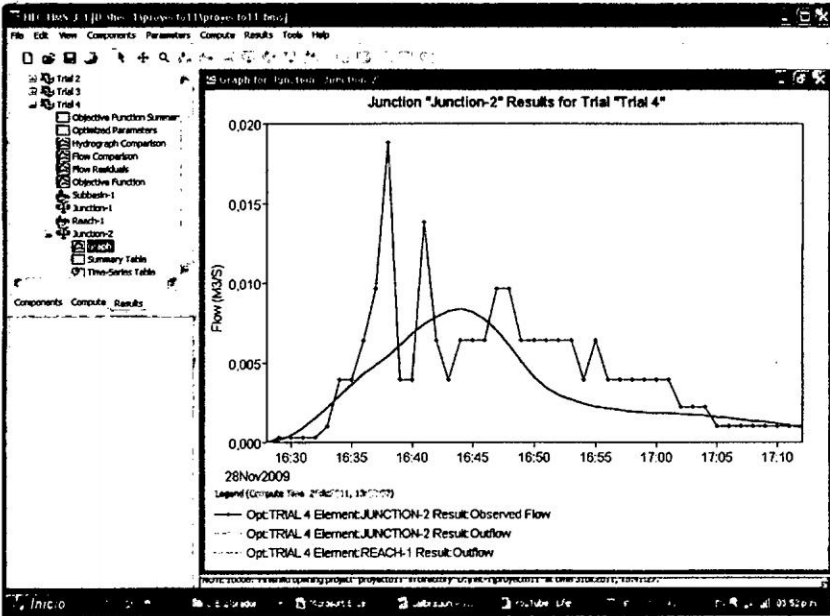


Figura 5.39 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.46 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	2,5	2,875	2,875
Subbasin-1	Constant Loss Rate	MM/HR	1,27	1,27	1,27
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,8	0,85547	0,85547
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

5.5.2 Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y HU del NRCS

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico de Green y Ampt, asi como para el modelo del H.U. NRCS son las mismas utilizadas en la sección 5.2.1.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.40 al 5.43.

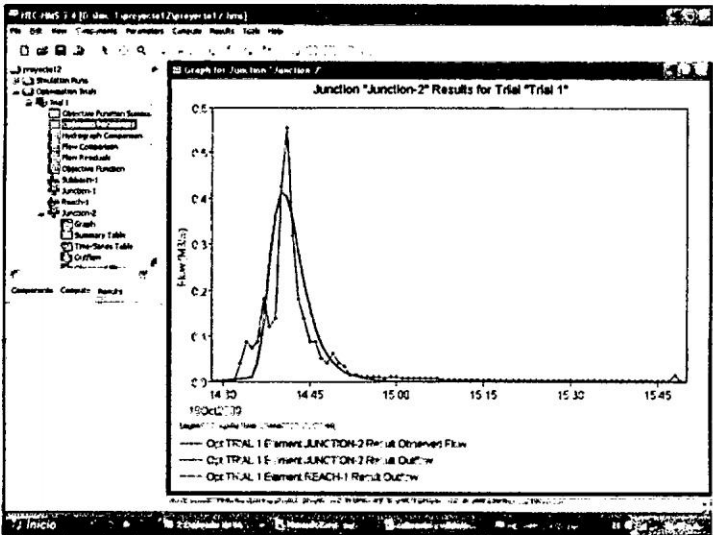


Figura 5.40 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.47 al 5.50.

Tabla 5.47 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1	0,81707	0,81707
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,1	0,0614912	0,0614912
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	4,0863	4,0863
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	210	210	210

Fuente: Elaboración Propia.

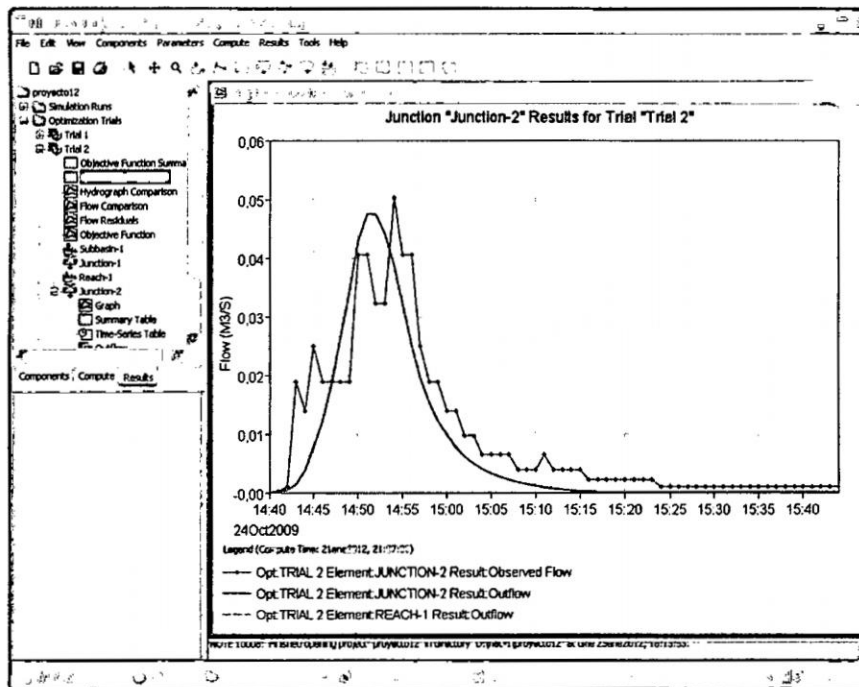


Figura 5.41 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.48 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1,5	2,25	2,25
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,5	0,50023	0,50023
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,2	0,20009	0,20009
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	5,623	5,623
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	215	211,46	211,46

Fuente: Elaboración Propia.

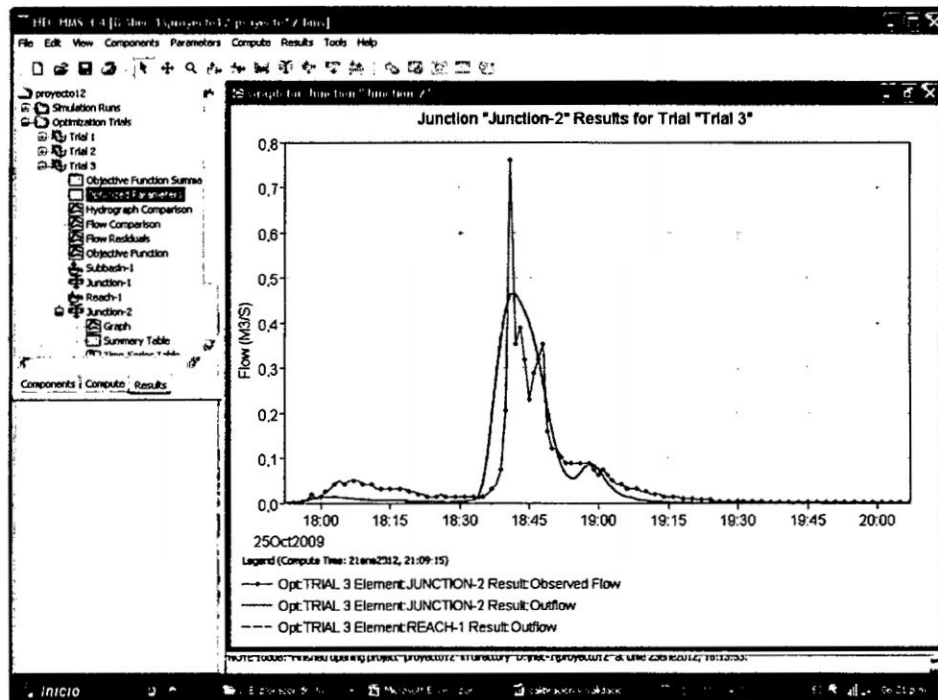


Figura 5.42 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.49 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	2	2,9053	2,9053
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/H	0,6	0,57734	0,57734
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,2	0,19242	0,19242
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4	4,4178	4,4178
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	210	202,14	202,14

Fuente: Elaboración Propia.

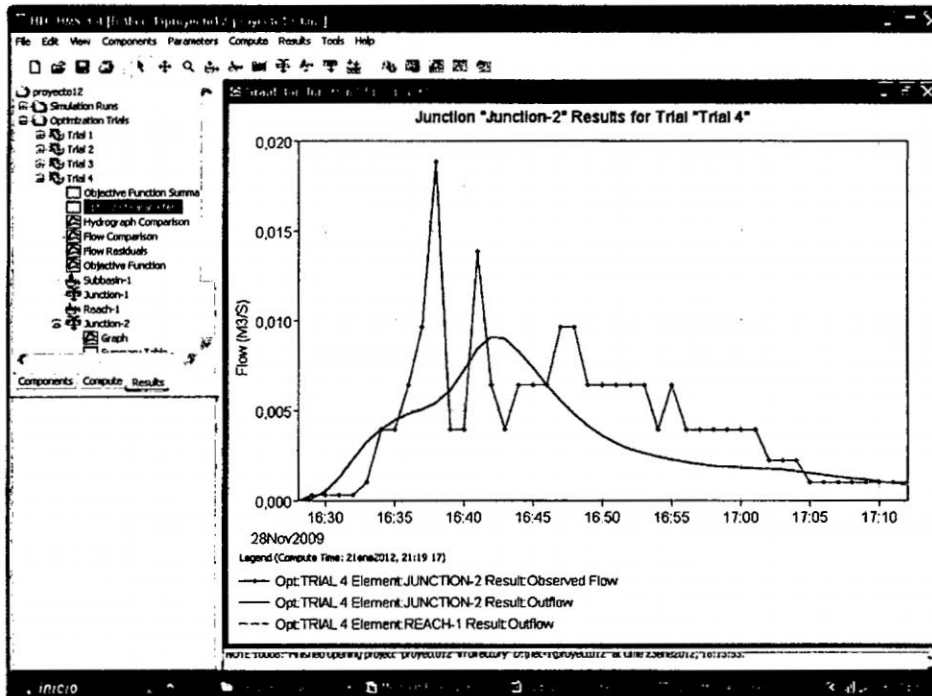


Figura 5.43 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.50 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Loss	MM	1,5	2,25	2,25
Subbasin-1	Hydraulic Conductivity	MM/HR	0,1	0,1	0,1
Subbasin-1	Moisture Deficit		0,2	0,2	0,2
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	3,8293	3,8293
Subbasin-1	Wetting Front Suction	MM	230	230	230

Fuente: Elaboración Propia.

5.5.3 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HUdel NRCS

Los parametros de calibracion a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva (CN), asi como para el modelo del H.U. NRCS son las mismas utilizadas en el tema 5.2.1.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.44 al 5.47.

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.51 al 5.54

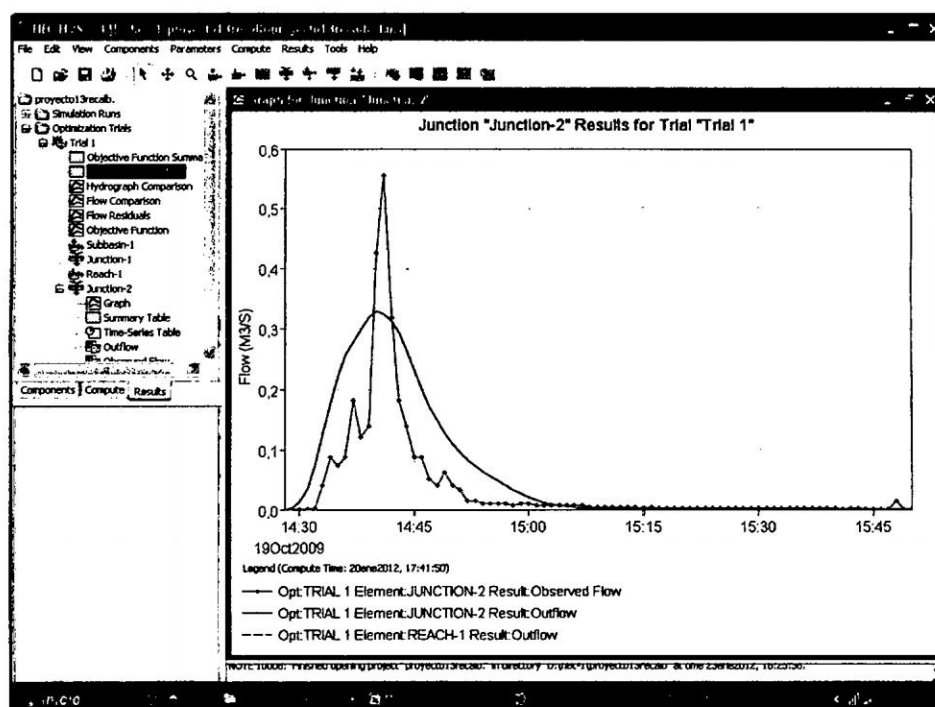


Figura 5.44 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.51 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	2	2,0281	2,0281
Subbasin-1	Curve Number		90	90	90
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	5,5476	5,5476

Fuente: Elaboración Propia.

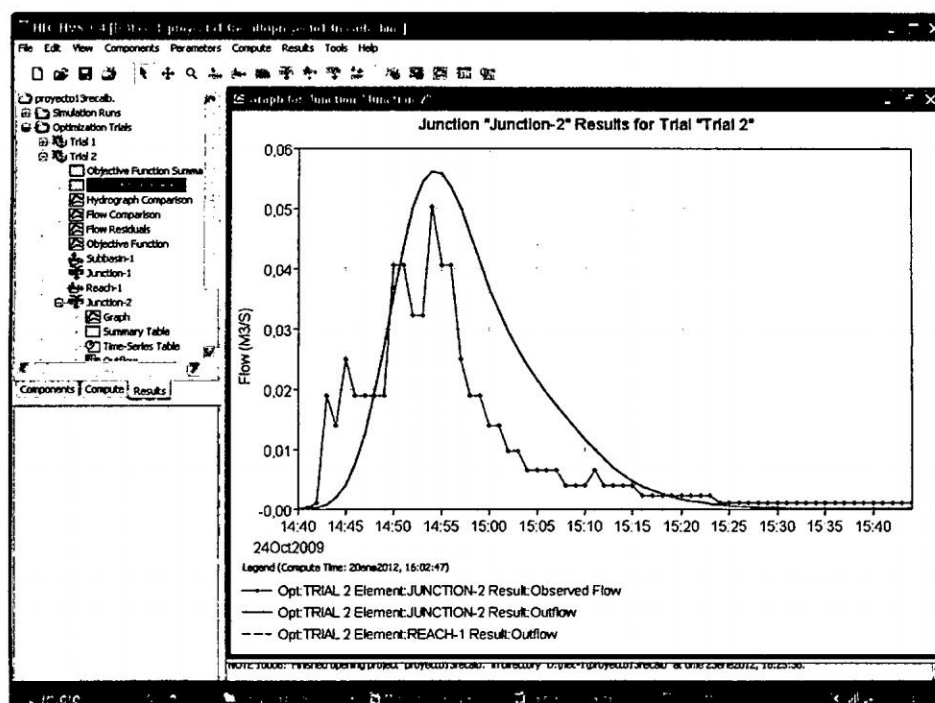


Figura 5.45 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.52 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial	MM	2	2,4445	2,4445
Subbasin-1	Curve Number		90	90	90
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	7,3397	7,3397

Fuente: Elaboración Propia.

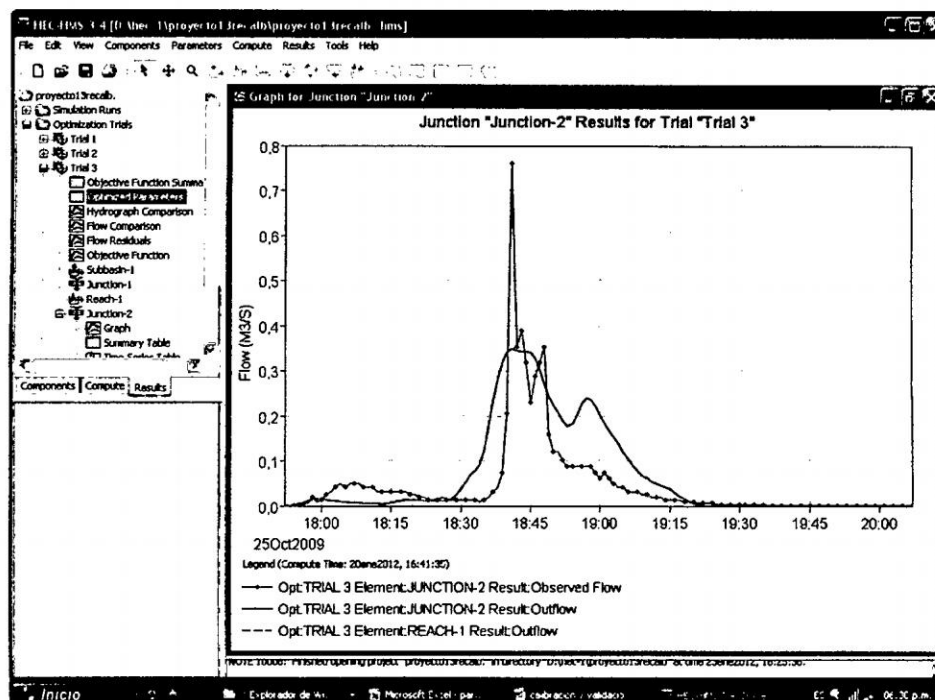


Figura 5.46 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.53 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	5	3,0746	3,0746
Subbasin-1	Curve Number		86	93,349	93,349
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	2,8365	2,8365

Fuente: Elaboración Propia.

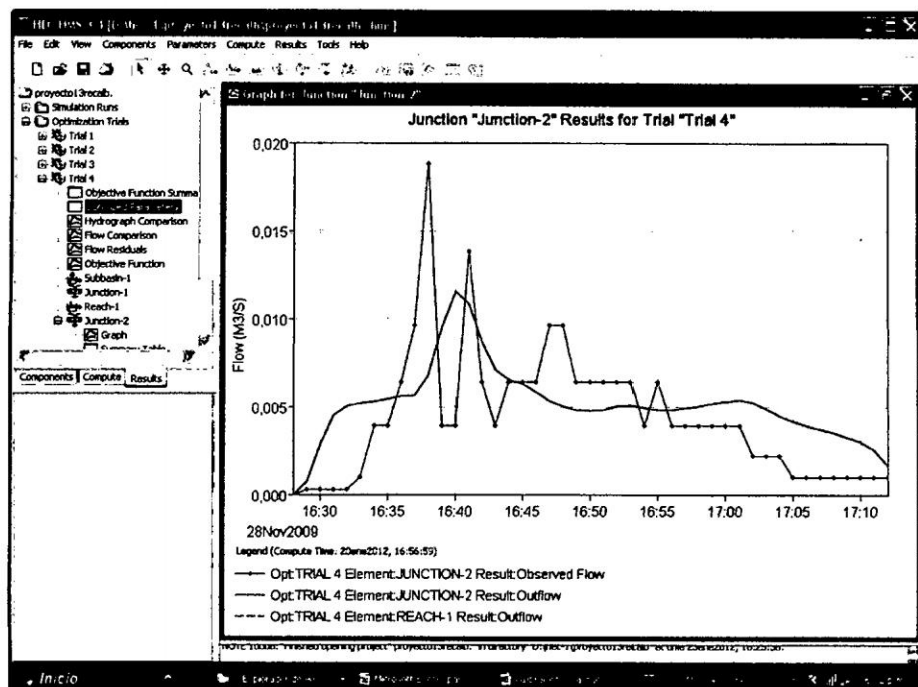


Figura 5.47 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.54 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	2	1,7004	1,7004
Subbasin-1	Curve Number		86	79,324	79,324
Subbasin-1	SCS Lag	MIN	4,824	1,6595	1,6595

Fuente: Elaboración Propia.

5.5.4 Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HUde Snyder

Los parametros de calibración a ser utilizados en el programa HEC-HMS mediante el modelo hidrológico del número de curva (CN), asi como

para el modelo del HU. de Snyder son las mismas utilizadas en el tema 5.2.1.

Los resultados de las simulaciones de calibración de los diferentes eventos de precipitación y la comparación gráfica del hidrograma calculado con el observado con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las figuras 5.48 al 5.51.

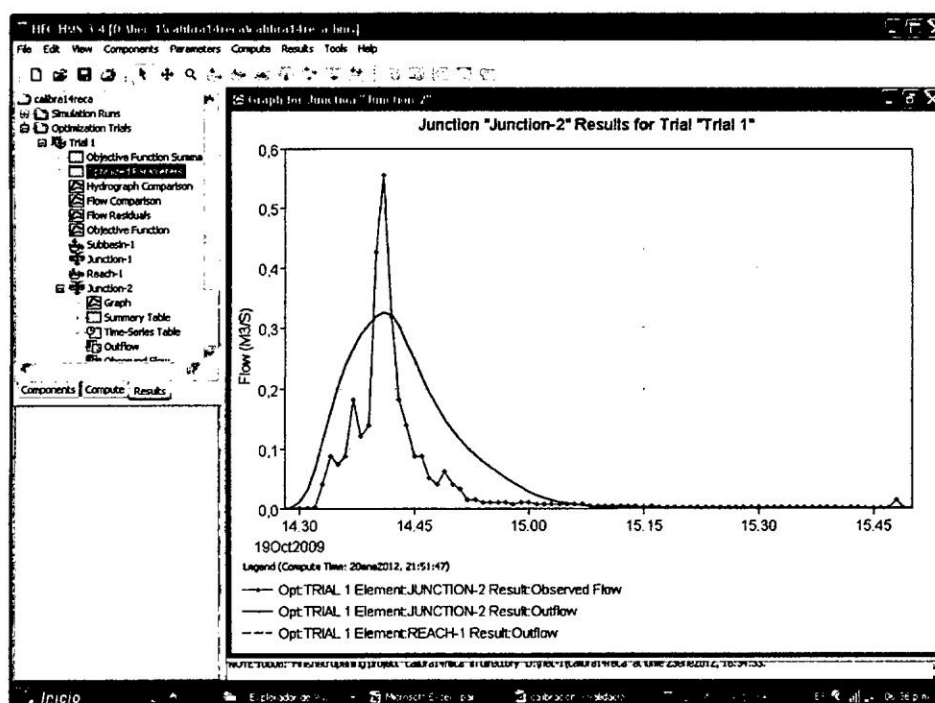


Figura 5.48 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (19/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Los valores de los resultados del proceso de calibración y optimización de los parámetros con el HEC-HMS para todas las subcuencas y con los modelos hidrológicos antes propuestos se muestran en las tablas 5.55 al 5.58.

Tabla 5.55 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 19/10/2009

Evento de Precipitación del día 19/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	0,5	0,46306	0,46306
Subbasin-1	Curve Number		86	84,613	84,613
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,69	0,69
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

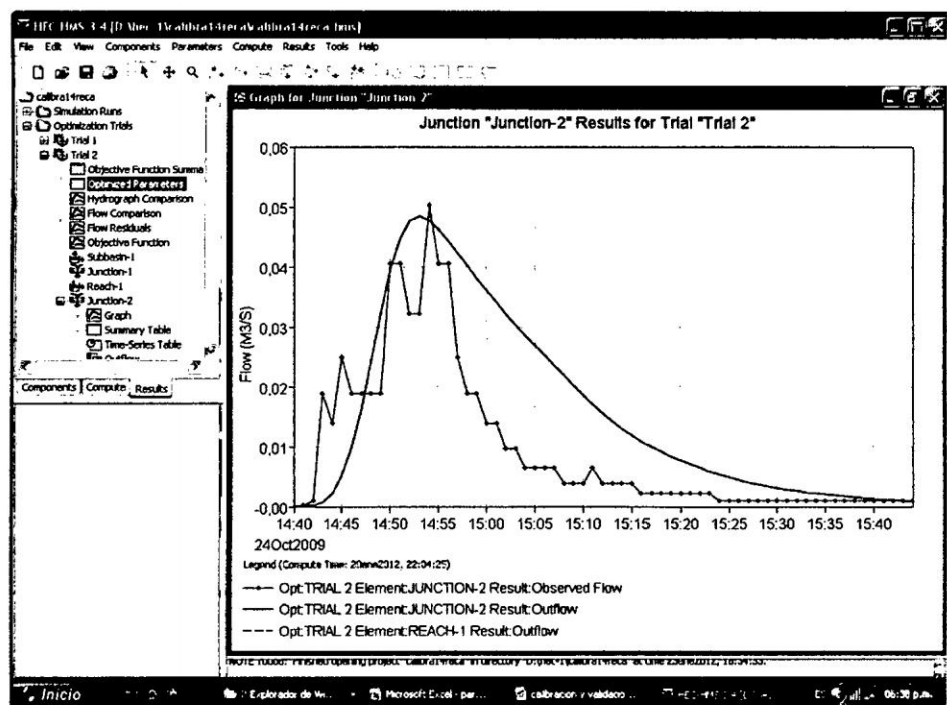


Figura 5.49 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (24/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.56 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 24/10/2009

Evento de Precipitación del día 24/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1,8	1,8	1,8
Subbasin-1	Curve Number		86	86	86
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,4	0,4
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

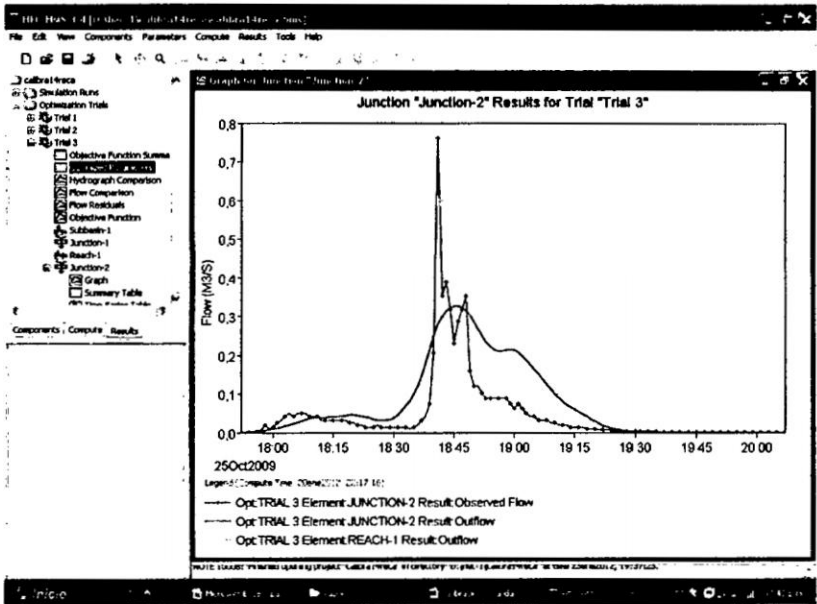


Figura 5.50 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (25/10/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.57 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 25/10/2009

Evento de Precipitación del día 25/10/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1,8	1,6271	1,6271
Subbasin-1	Curve Number		86	90,857	90,857
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,4	0,69	0,69
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

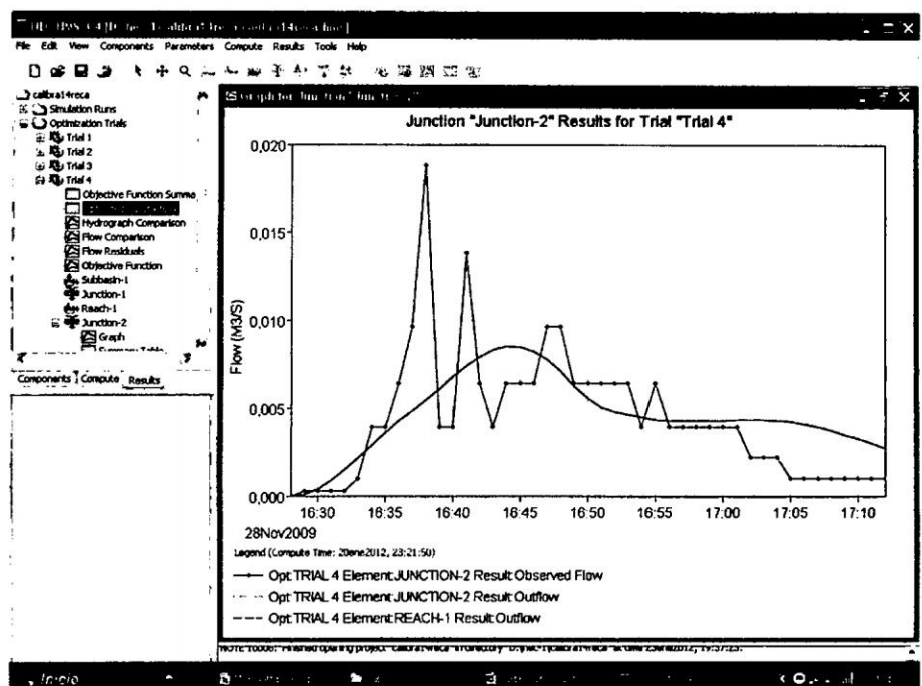


Figura 5.51 Resultado de la simulación de la calibración y optimización del evento de precipitación (28/11/2009) y comparación del hidrograma calculado con el observado

Tabla 5.58 Resultado de los valores de los parámetros calibrados, optimizados y promediados en cada subcuenca para el evento del 28/11/2009

Evento de Precipitación del día 28/11/2009					
Element	Parameter	Units	Initial Value	Optimized Value	Valores Promedios
Subbasin-1	Initial Abstraction	MM	1,8	1,667	1,667
Subbasin-1	Curve Number		80	73,789	73,789
Subbasin-1	Snyder Peaking Coefficient		0,6	0,85455	0,85455
Subbasin-1	Snyder Time to Peak	HR	0,1	0,1	0,1

Fuente: Elaboración Propia.

5.4.5 Cálculo de los Promedios Parciales Totales de los Diferentes Parámetros de Calibración, de los Diversos Modelos Hidrológicos en toda la Cuenca no Discretizada

Tabla 5.59 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Perdida Constante

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	3,27
Tasa de Pérdida Constante	MM/HR	1,12

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.60 Valores de los promedios parciales totales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	2,06
Conductividad Hidráulica	MM/HR	0,32
Déficit de Humedad		0,16
Frente de Succión Húmeda	MM	213,40

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.61 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del Número de Curva

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Abstracción Inicial	MM	1,85
CN		85,99

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.62 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del NRCS

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Tiempo de Retardo del HU. NRCS	MIN	4,42

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.63 Valores de los Promedios Parciales Totales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del H.U. de Snyder

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Coefficiente Pico de Snyder		0,69
Tiempo al Pico de Snyder	HR	0,10

Fuente: Elaboración Propia.

5.5 CALCULO DE LOS PROMEDIOS GLOBALES DE LOS DIFERENTES PARÁMETROS DE CALIBRACIÓN DE LOS DIVERSOS MODELOS HIDROLÓGICOS Y DE LAS DIVERSAS DISCRETIZACIONES DE LA CUENCA YANACCACCA

Tabla 5.64 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Tasa Inicial y Pérdida Constante

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	3,55
Tasa de Pérdida Constante	MM/HR	1,31

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.65 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico de Green y Ampt

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Perdida Inicial	MM	1,69
Conductividad Hidráulica	MM/HR	0,30
Déficit de Humedad		0,23
Frente de Succión Húmeda	MM	210,35

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.66 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del Número de Curva

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Abstracción Inicial	MM	1,81
CN		86,87

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.67 Valores de los Resultados Promedios Globales de los Parámetros Calibrados con el Modelo Hidrológico del NRCS

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Tiempo de Retardo del HU. NRCS	MIN	4,96

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5.68 Valores de los resultados promedios globales de los parámetros calibrados con el modelo hidrológico del H.U. de Snyder

Parámetros	Unidad	Promedio Parcial Total
Coefficiente Pico de Snyder		0,6
Tiempo al Pico de Snyder	HR	0,10

Fuente: Elaboración Propia.

5.6 VALIDACION

Para la validación de los parámetros calibrados con los diferentes modelos hidrológicos se utilizó 03 eventos de precipitaciones del mes de diciembre correspondiente a los días 03/12/2009, 07/12/2009 y 13/12/2009 en cuyas simulaciones con el HEC-HMS se ingresaron los parámetros promedios globalizados calculados en la etapa de la calibración para los diferentes modelos hidrológicos, y se obtuvieron los siguientes resultados mostrados gráfica y numéricamente en las figuras. 5.53 al 5.76.

Para la evaluación de la significancia estadística de los indicadores de bondad de ajuste, para la validación de los modelos hidrológicos se ha seguido el criterio mencionado por Legates y Mc Cabe (1999), que menciona que para evaluar la capacidad predictiva de los modelos en principio se representa gráficamente los valores observados frente a los calculados ilustrando así el grado de distribución de los puntos sobre la recta 1:1, y el error de la predicción del modelo se cuantificará en términos de las unidades de la variable calculada de la raíz del error cuadrático medio (*RMSE*) definido por:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [O_i - P_i]^2}{N}} \quad (5.1)$$

Donde O_i y P_i representan la muestra de tamaño N de los valores observados y calculados por el modelo. Un valor de $RMSE=0$ representa un ajuste perfecto.

Para el indicador de la bondad de ajuste se ha utilizado el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (1970), es un indicador ampliamente utilizado en la evaluación de modelos hidrológicos cuya forma es:

$$NH = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [O_i - P_i]^2}{\sum_{i=1}^N [O_i - \bar{O}]^2} \quad (5.2)$$

Donde NH representa el complemento a la unidad de la relación entre el error cuadrático medio y la varianza de los valores observados, con valores de $-\infty \leq NH \leq 1$, un $NH=1$ representa un ajuste perfecto, mientras que $NH \leq 0$ sugiere que el promedio de los valores observados ($\bar{O}$) es mejor predictor que el propio modelo utilizado (y que se pretende evaluar). Según Mc Cuen et al. (2006) el coeficiente de Nash es un indicador de bondad de ajuste útil teniendo en cuenta sus limitaciones, por lo que es necesario acompañar su cálculo con un análisis de sesgo en las predicciones del modelo y del posible efecto de los valores atípicos en las series de valores (O_i, P_i)

Para utilizar el coeficiente de NH , se parte de la sugerencia de Sign et al. (2004) en la que valores de $RMSE$ inferiores a la mitad de la desviación estándar de los valores observados (SD) pueden considerarse bajos ($RMSE \leq 0.5SD$) de acuerdo a ello si:

$$NH = 1 - \left[\frac{RMSE}{SD} \right]^2 \quad (5.3)$$

Se deduce que $NH \geq 0.75$ son satisfactorios o aceptables. Por lo que se tiene 4 clases de evaluación cualitativa de la bondad de ajuste (tabla 5.69 y figura 5.52).

Tabla 5.69 Criterio para la evaluación cualitativa de la bondad de ajuste

EVALUACION	(RMSE/SD)*100	NH
Muy buena	$\leq 30\%$	$\geq 0.91\%$
Buena	30-40%	0.84-0.91%
Aceptable	40-50%	0.75-0.84%
No aceptable	$> 50\%$	< 0.75

Fuente: A. Ritter, R. Muñoz – Carpena, C.M. Regalado. (2011). Capacidad de Predicción de Modelos aplicados a Zonas no Saturadas: Herramienta Informática para la Adecuada Evaluación de la Bondad de ajuste con significación Estadística. Salamanca.

Para considerar el error por sesgo sobre la predicción del coeficiente de Nash-Sutcliffe debido a errores sistemáticos según McCuen et al. (2006), el NH debe ir acompañado de la cuantificación del sesgo relativo definido como:

$$SR = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |P_i - O_i|}{\bar{O}} * 100 \tag{5.4}$$

Donde SR es el sesgo relativo de la predicción del modelo, considerándose para $SR \geq 5\%$ valores relevantes de tal manera que la predicción del modelo este sobre o infra calculado. P_i y O_i , son las series de valores calculado y observados respectivamente, y $\bar{O}$ promedio de los valores de las series observadas.

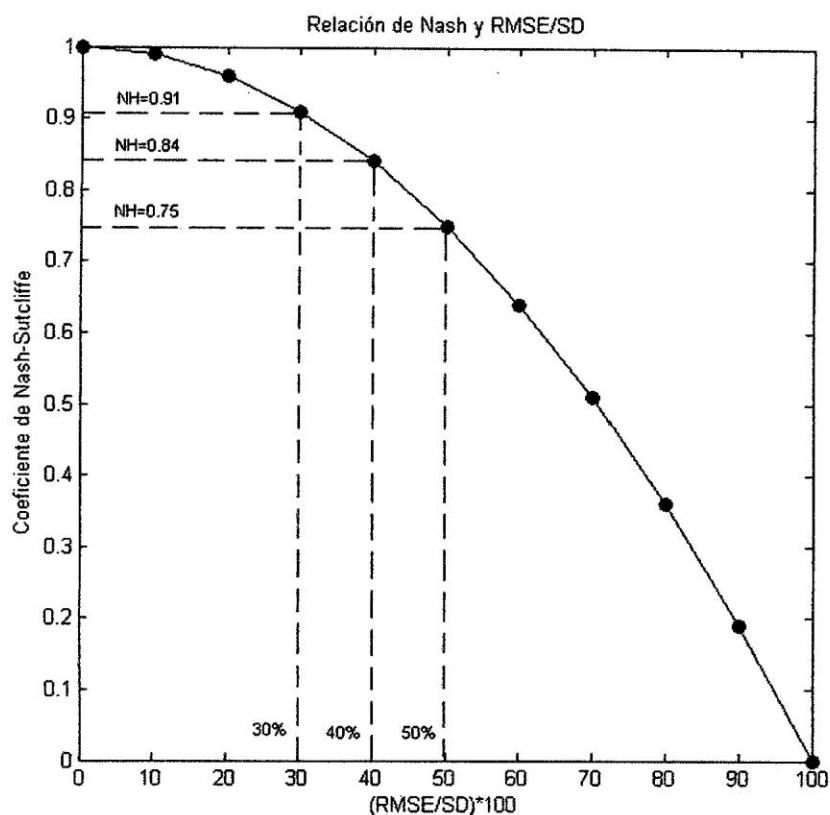


Figura 5.52 Distribución de la probabilidad de Nash-Sutcliffe

Por otro lado para considerar el efecto de los valores atípicos presente en los datos sobre los indicadores de bondad de ajuste debidos a que $RMSE$ y NH son afectados en su cálculo por las desviaciones elevadas al cuadrado de los valores observados y calculados. Por lo que estos indicadores pueden ser sesgados por los valores atípicos. Según Legates y McCabe (1999), la presencia de los valores atípicos es indicado por el grado en el que $RMSE$ es superior al error absoluto medio (MAE), ambos expresados como porcentaje del intervalo de los valores máximos y mínimos observados ($O_{\max} - O_{\min}$).

5.6.1 Validación del Modelo Hidrológico de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder

En esta etapa al aplicarse los parámetros de este modelo hidrológico en la simulación con el HEC-HMS, existe una variación en los resultados entre los hidrogramas observados y simulados, las figuras 5.54, 5.56, y 5.58 muestran los valores que difieren entre el caudal pico, volumen de descarga, y el tiempo al pico, de los diferentes eventos de precipitación.

La tabla 5.70 muestra los valores máximos, mínimos y promedios de los caudales picos y volúmenes de descarga total de los hidrogramas observados y calculados para cada evento de precipitación sobre la cuenca Yanaccacca de 0.342 km^2 en la fase de validación de los modelos hidrológicos.

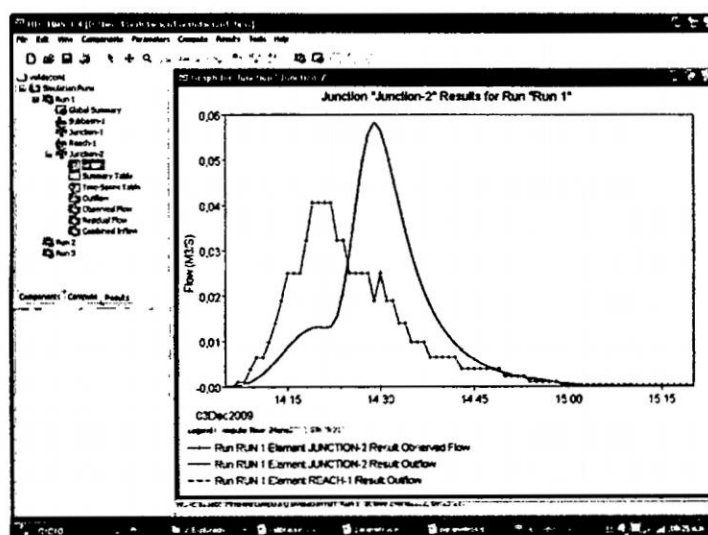


Figura 5.53 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009

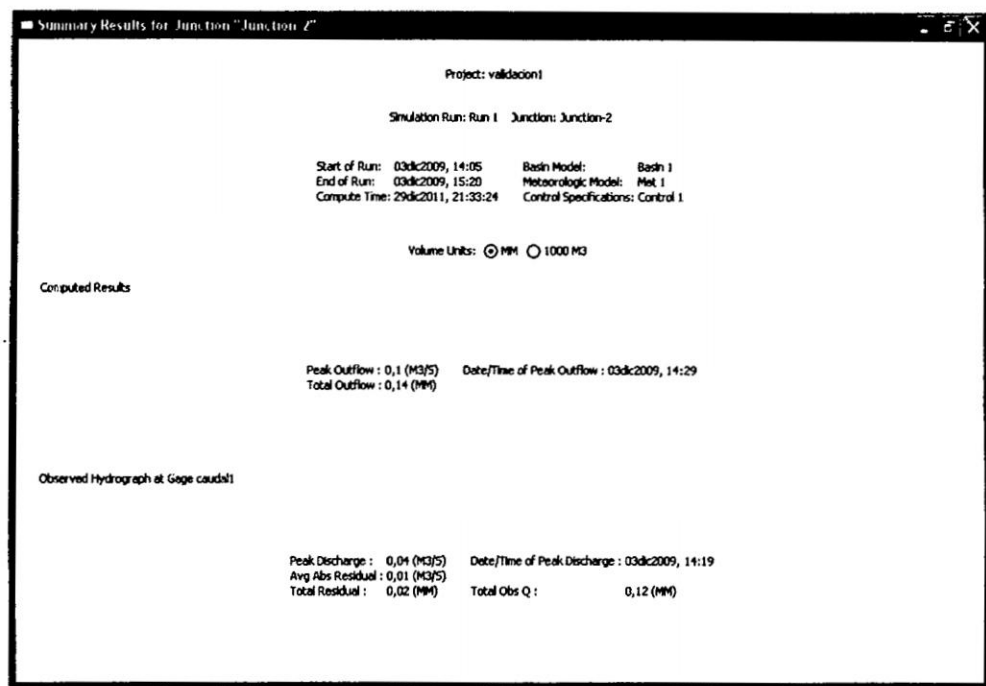


Figura 5.54 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 03/12/2009

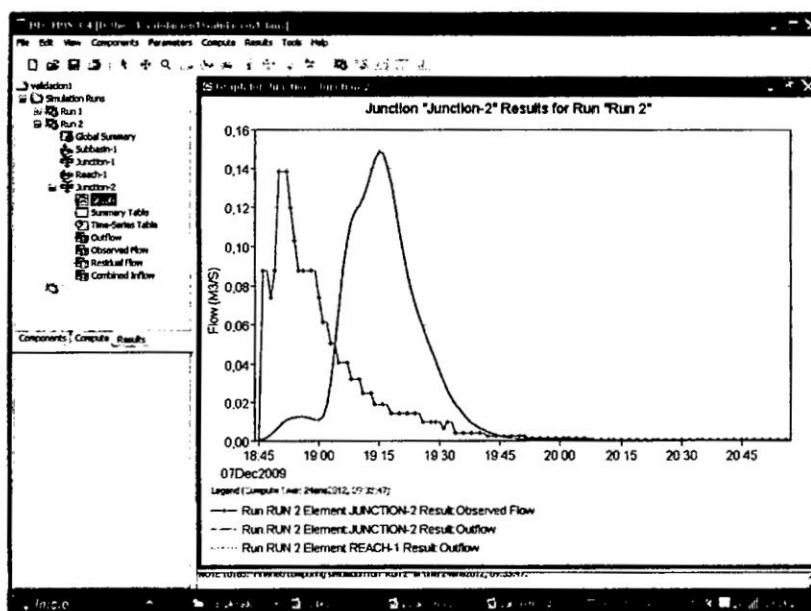


Figura 5.55 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009

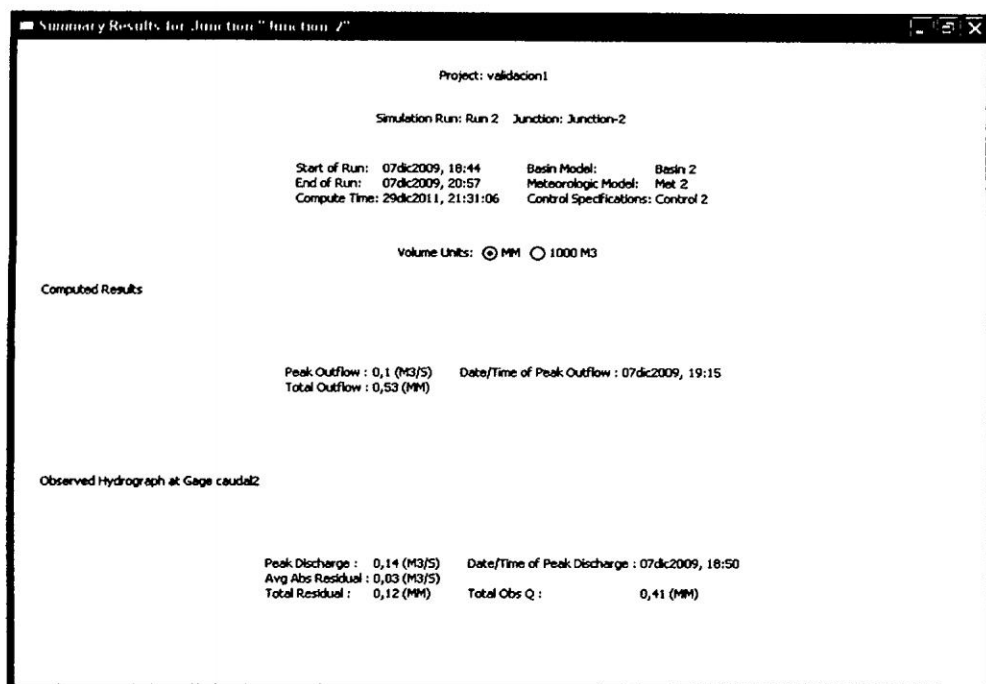


Figura 5.56 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 07/12/2009

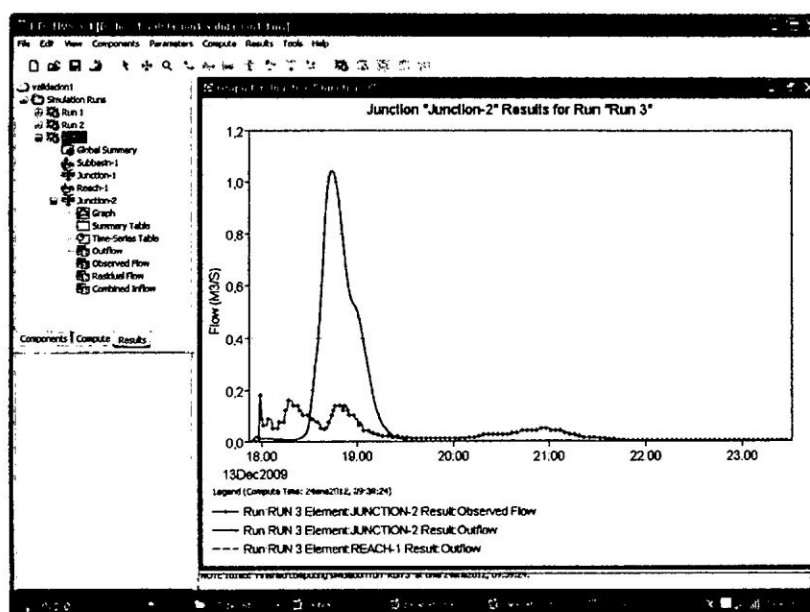


Figura 5.57 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009

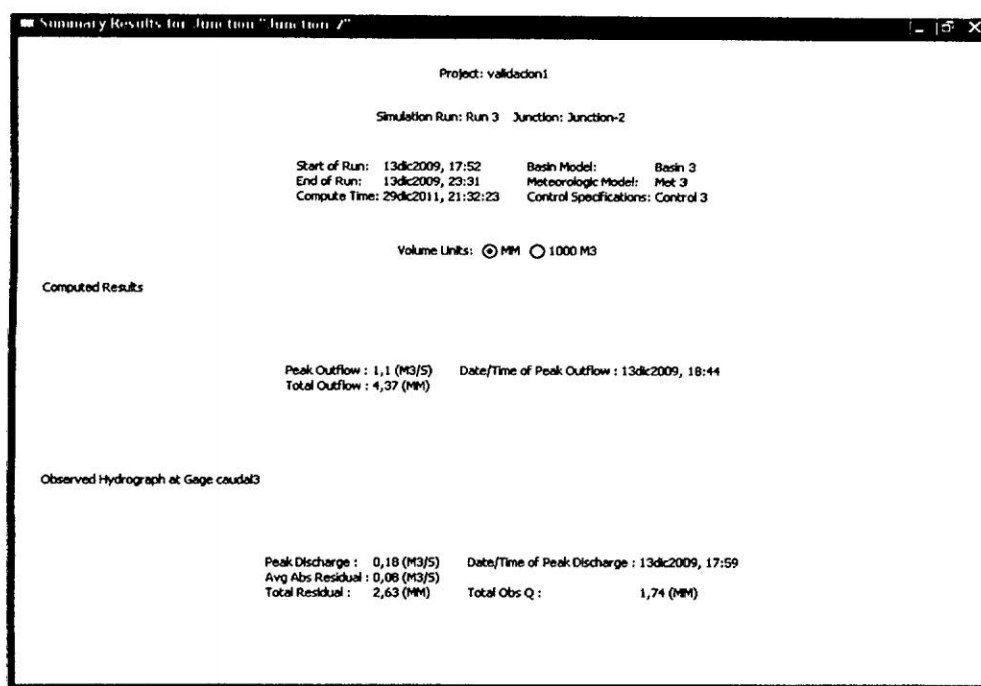


Figura 5.58 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 13/12/2009

Tabla 5.70 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados

Datos Observados y Calculados	Evento			Pico y Vol. (max.)	Pico y Vol. (min.)	Prom.
	03/12/2009	07/12/2009	13/12/2009			
caudal pico observado (m3/s)	0.04	0.14	0.18	0.18	0.04	0.12
caudal pico calculado (m3/s)	0.06	0.15	1.00	1.00	0.06	0.40
vol. de descarga observado (mm)	0.12	0.41	1.74	1.74	0.12	0.76
vol. de descarga calculado (mm)	0.14	0.53	4.37	4.37	0.14	1.68

Fuente: Elaboración Propia.

5.6.2 Validación del Modelo Hidrológico de Green y Ampt, y HU del NRCS

Al igual que en el caso anterior al aplicarse los parámetros calibrados de este modelo hidrológico existe una variación entre los hidrogramas observados y simulados, las figuras 5.60, 5.62, y 5.64 muestran los valores

que difieren entre el caudal pico, volumen de descarga, y el tiempo al pico, de los diferentes eventos de precipitación.

La tabla 5.71 muestra los valores máximos, mínimos y promedios de los caudales picos y volúmenes de descarga total de los hidrogramas observados y calculados para cada evento de precipitación sobre la cuenca Yanaccacca de 0.342 km² en la fase de validación de los modelos hidrológicos.

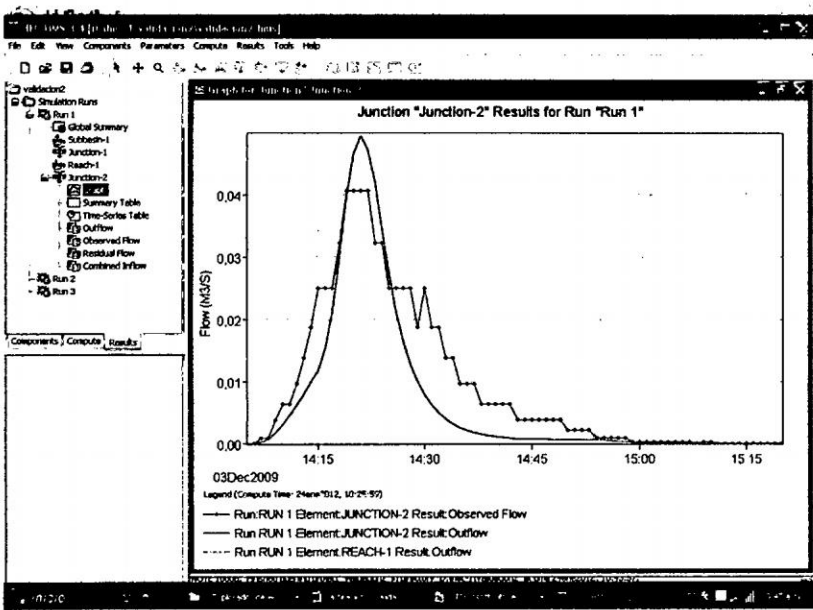


Figura 5.59 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009

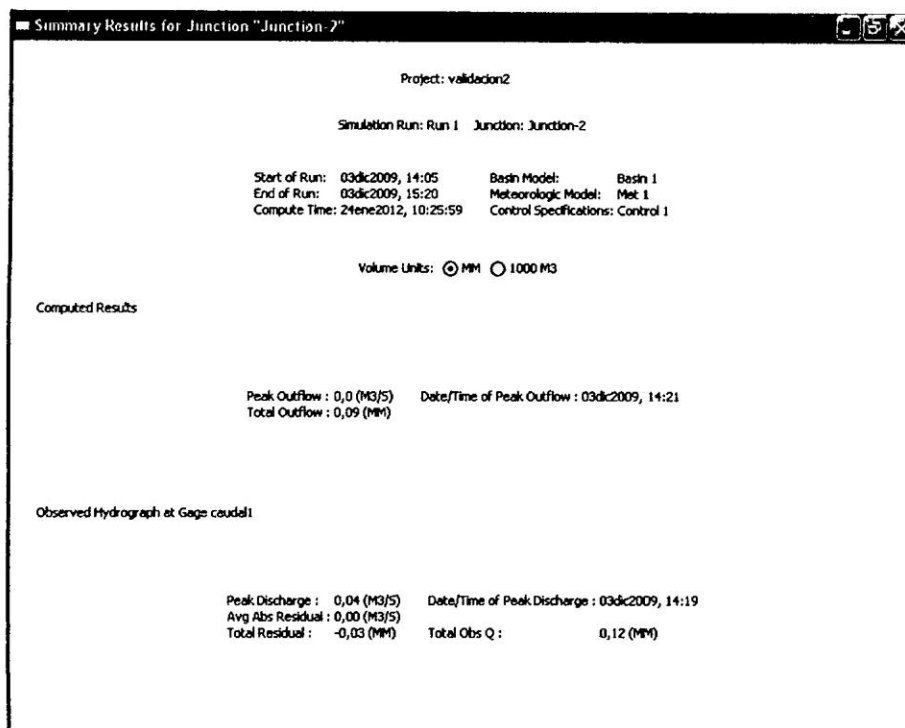


Figura 5.60 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 03/12/2009

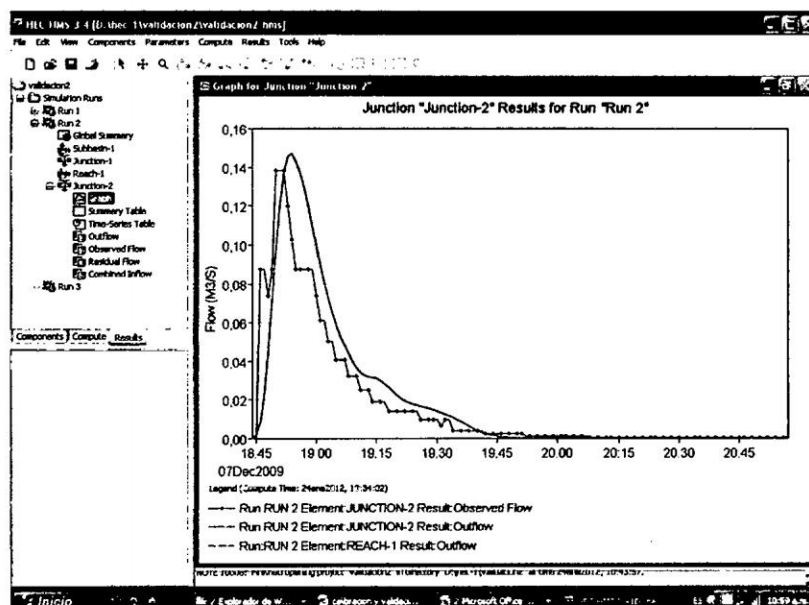


Figura 5.61 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009

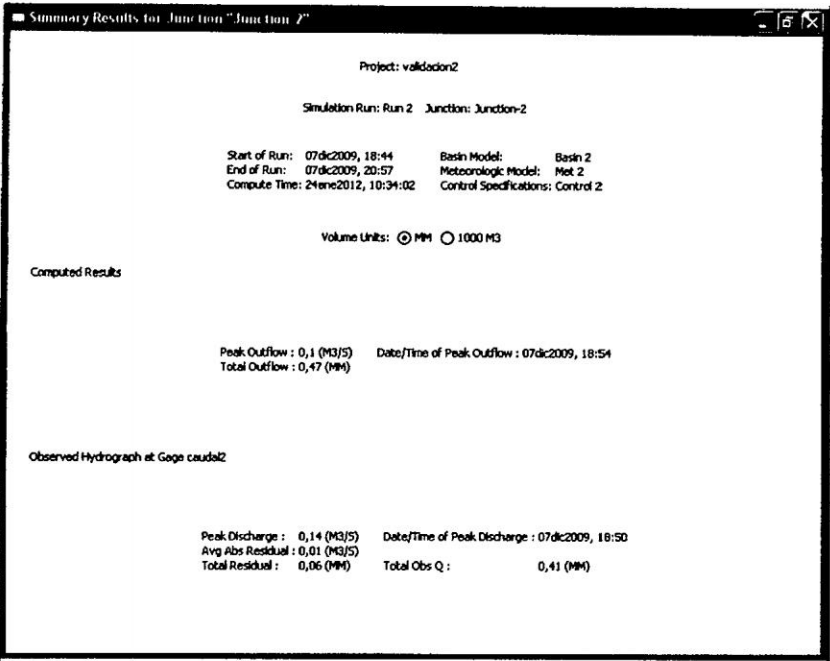


Figura 5.62 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 07/12/2009

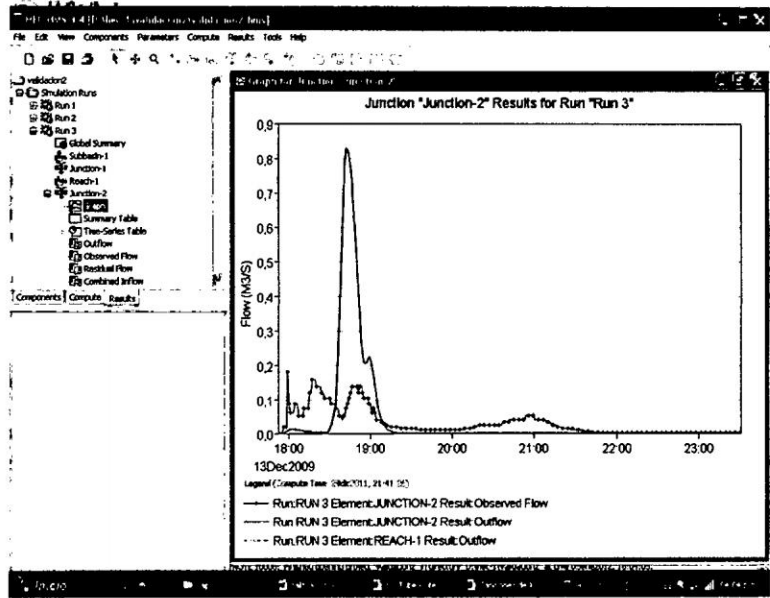


Figura 5.63 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009

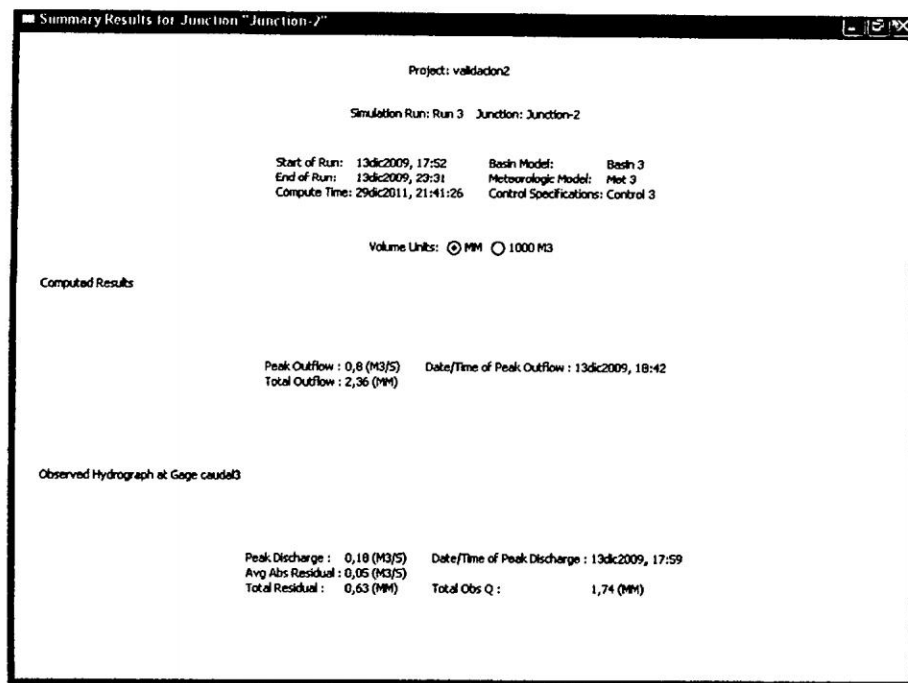


Figura 5.64 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 13/12/2009

Tabla 5.71 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados

Datos Observados y Calculados	Evento			Pico y Vol. (max.)	Pico y Vol. (min)	Prom.
	03/12/2009	07/12/2009	13/12/2009			
caudal pico observado (m3/s)	0,04	0,14	0,18	0,18	0,04	0,12
caudal pico calculado (m3/s)	0,05	0,14	0,85	0,85	0,05	0,35
vol. de descarga observado (mm)	0,12	0,41	1,74	1,74	0,12	0,76
vol. de descarga calculado (mm)	0,09	0,47	2,42	2,42	0,09	0,99

Fuente: Elaboración Propia.

5.6.3 Validación del Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y HU del NRCS

Al igual que en el caso anterior al aplicarse los parámetros calibrados de este modelo hidrológico en la simulación con el HEC-HMS existe una variación entre los hidrogramas observados y simulados, las figuras 5.66,

5.68, y 5.70 muestran los valores que difieren entre el caudal pico, volumen de descarga, y el tiempo al pico, de los diferentes eventos de precipitación.

La tabla 5.72 muestra los valores máximos, mínimos y promedios de los caudales picos y volúmenes de descarga total de los hidrogramas observados y calculados para cada evento de precipitación sobre la cuenca Yanaccacca de 0.342 km^2 en la fase de validación de los modelos hidrologicos.

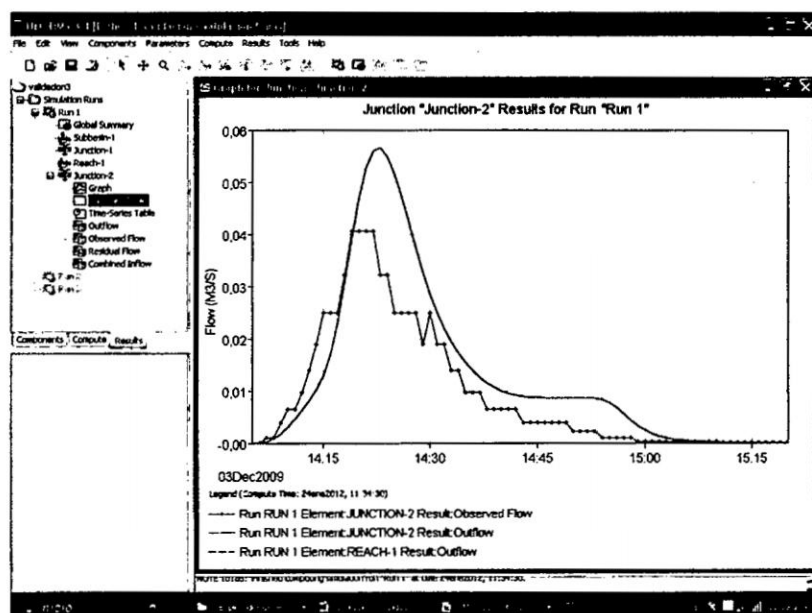


Figura 5.65 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009

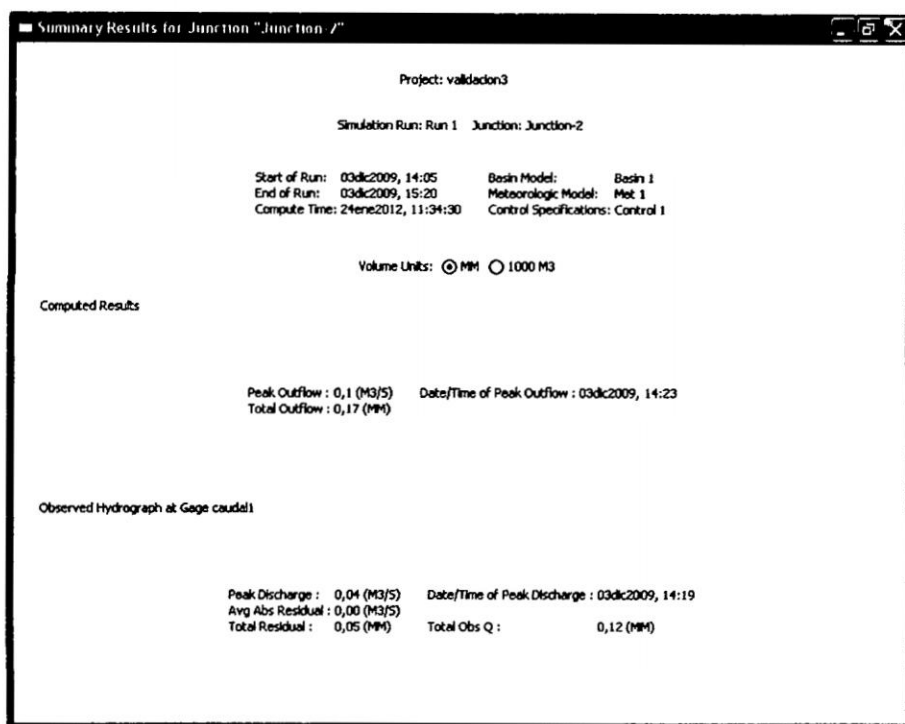


Figura 5.66 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 03/12/2009

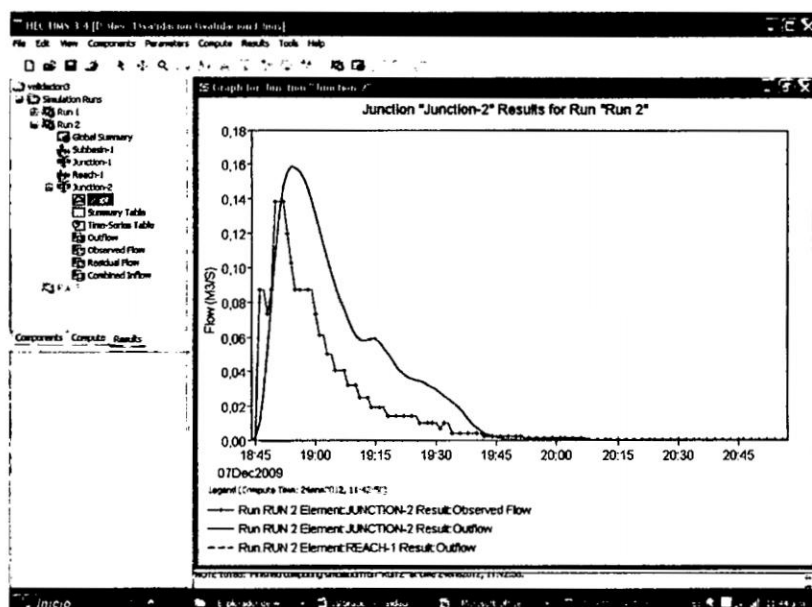


Figura 5.67 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009

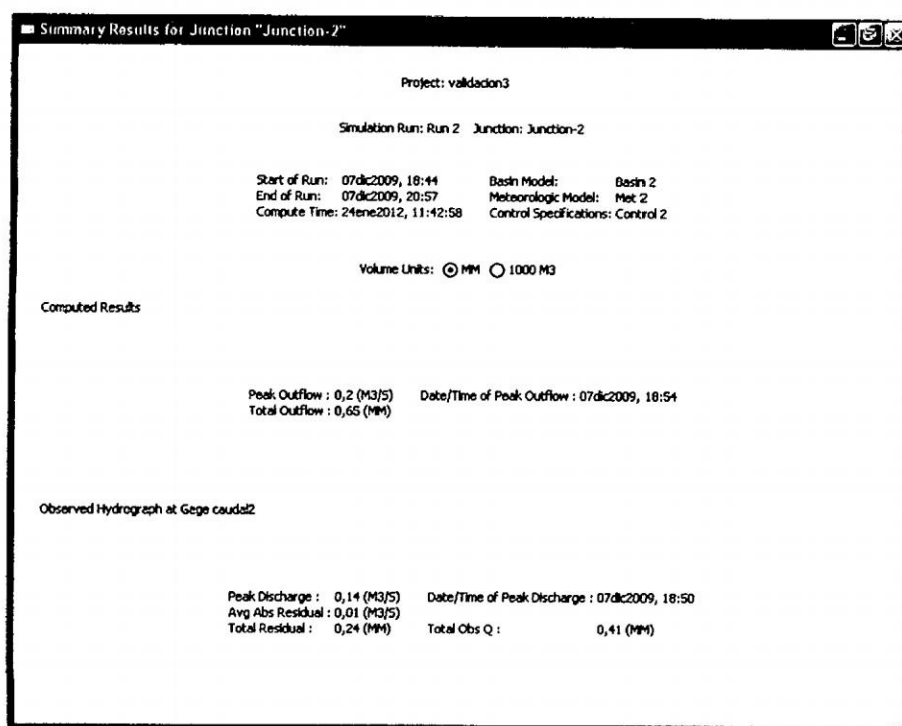


Figura 5.68 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 07/12/2009

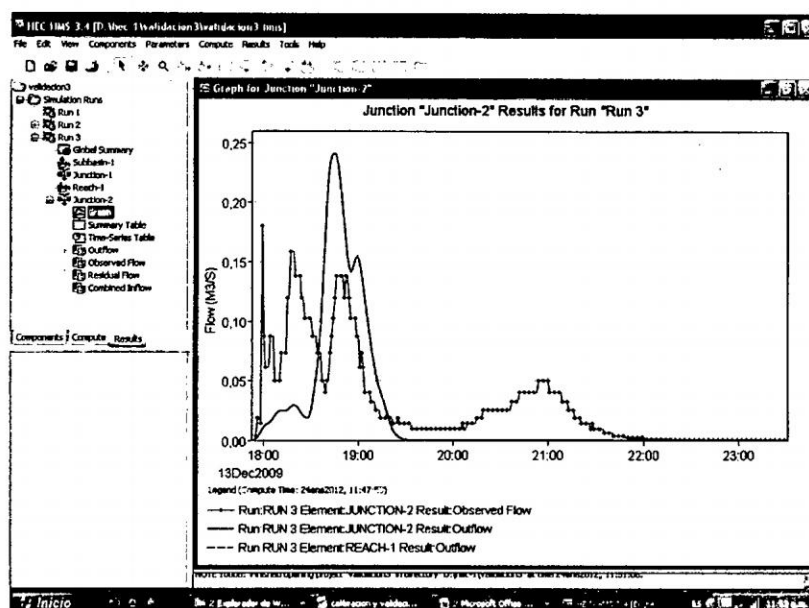


Figura 5.69 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009

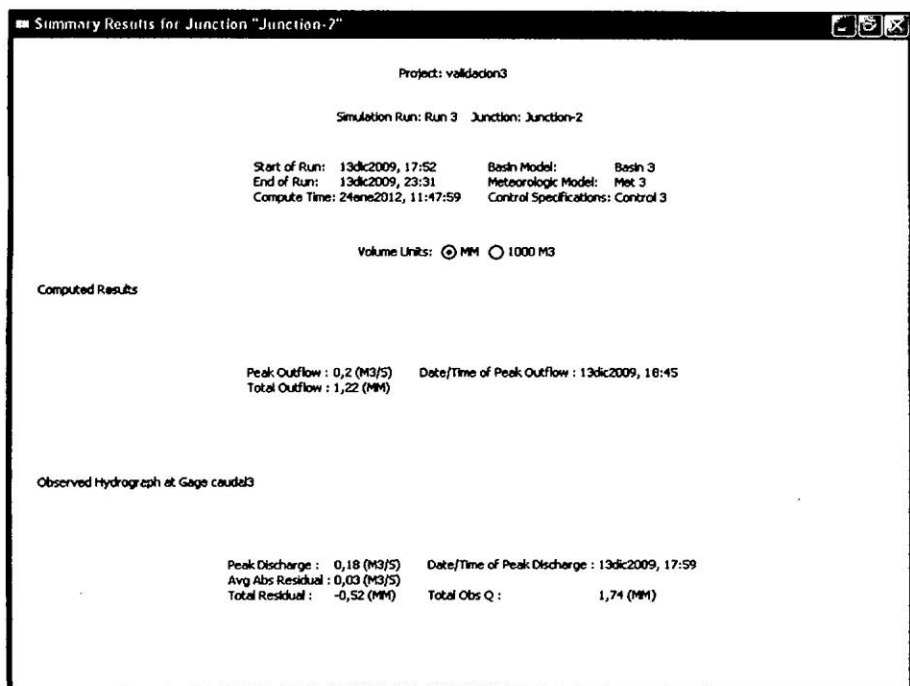


Figura 5.70 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitacion 13/12/2009

Tabla 5.72 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados

Datos Observados y Calculados	Evento			Pico y Vol. (max)	Pico y Vol. (min)	Prom.
	03/12/2009	07/12/2009	13/12/2009			
caudal pico observado (m3/s)	0,04	0,14	0,18	0,18	0,04	0,12
caudal pico calculado (m3/s)	0,05	0,16	0,24	0,24	0,05	0,15
vol. de descarga observado (mm)	0,12	0,41	1,74	1,74	0,12	0,76
vol. de descarga calculado (mm)	0,17	0,65	1,22	1,22	0,17	0,68

Fuente: Elaboración Propia.

5.6.4 Validación del Modelo Hidrológico del Número de Curva para la Abstracción, y el HU de Snyder

Al igual que en el caso anterior al aplicarse los parámetros calibrados de este modelo hidrológico en la simulación con el HEC-HMS existe una

variación entre los hidrogramas observados y simulados, las figuras 5.72, 5.74, y 5.76 muestran los valores que difieren entre el caudal pico, volumen de descarga, y el tiempo al pico, de los diferentes eventos de precipitación.

La tabla 5.73 muestra los valores máximos, mínimos y promedios de los caudales picos y volúmenes de descarga total de los hidrogramas observados y calculados para cada evento de precipitación sobre la cuenca Yanaccacca de 0.342 km² en la fase de validación de los modelos hidrológicos.

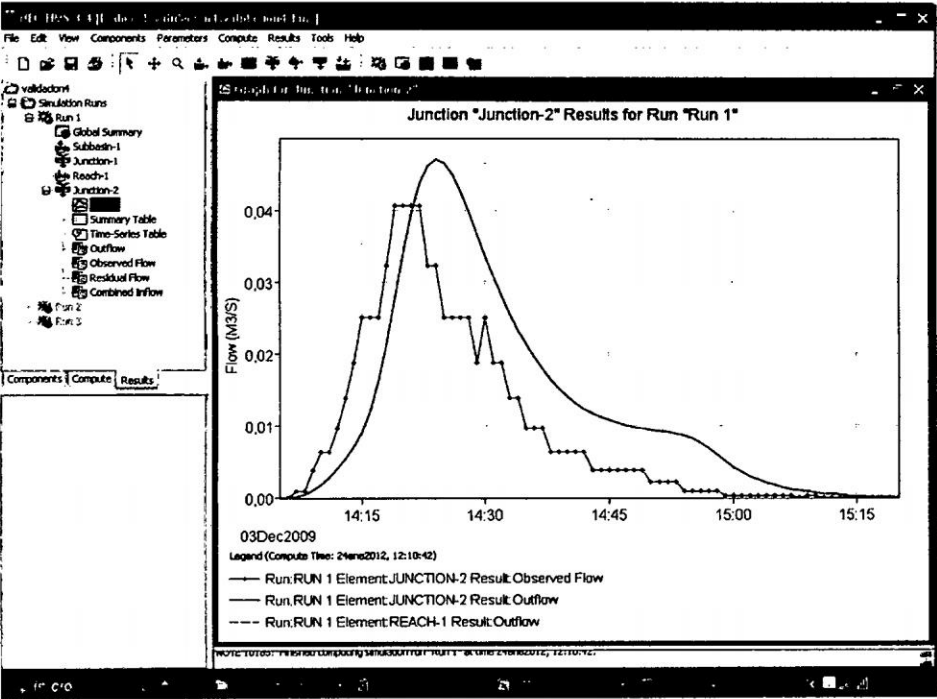


Figura 5.71 Hidrograma calculado de la avenida 03/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 03/12/2009

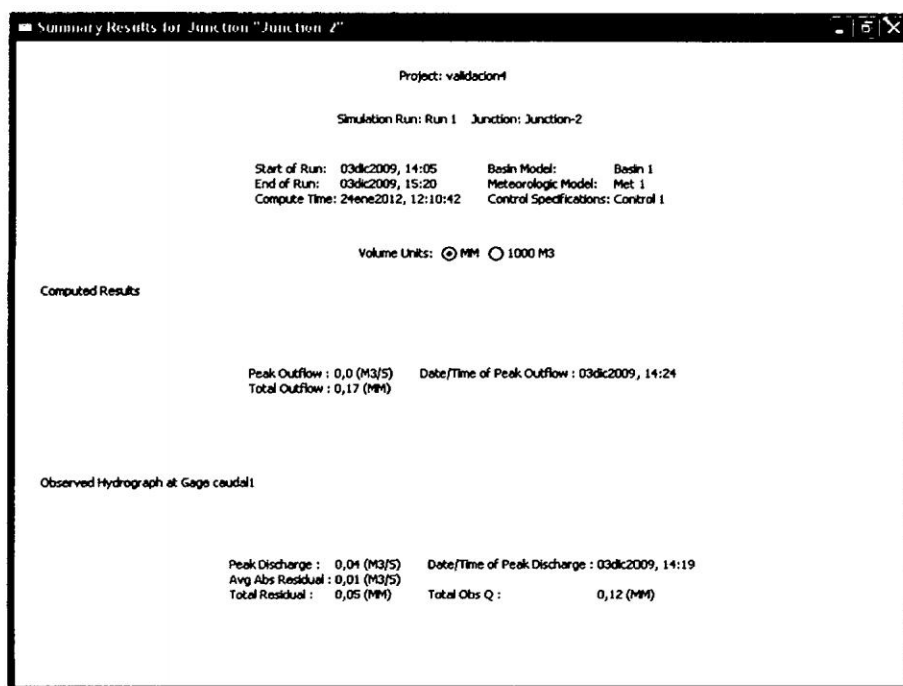


Figura 5.72 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 03/12/2009

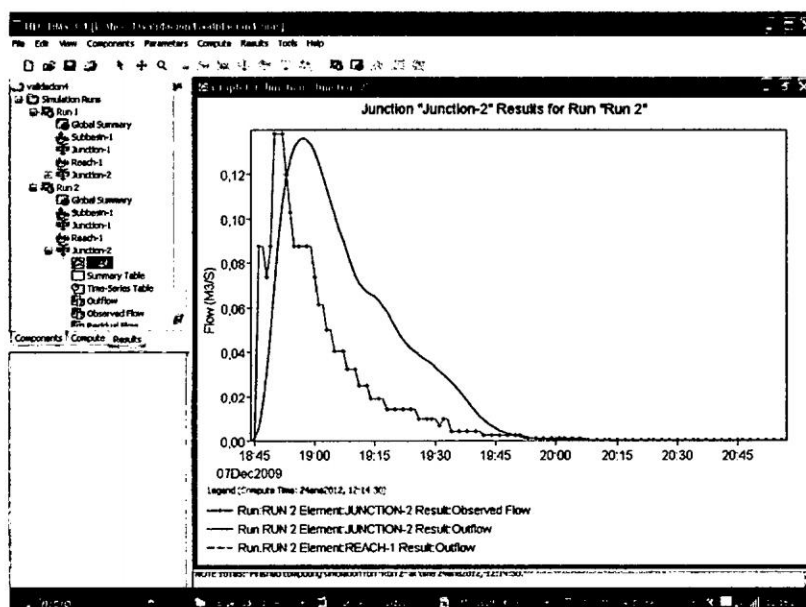


Figura 5.73 Hidrograma calculado de la avenida 07/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 07/12/2009

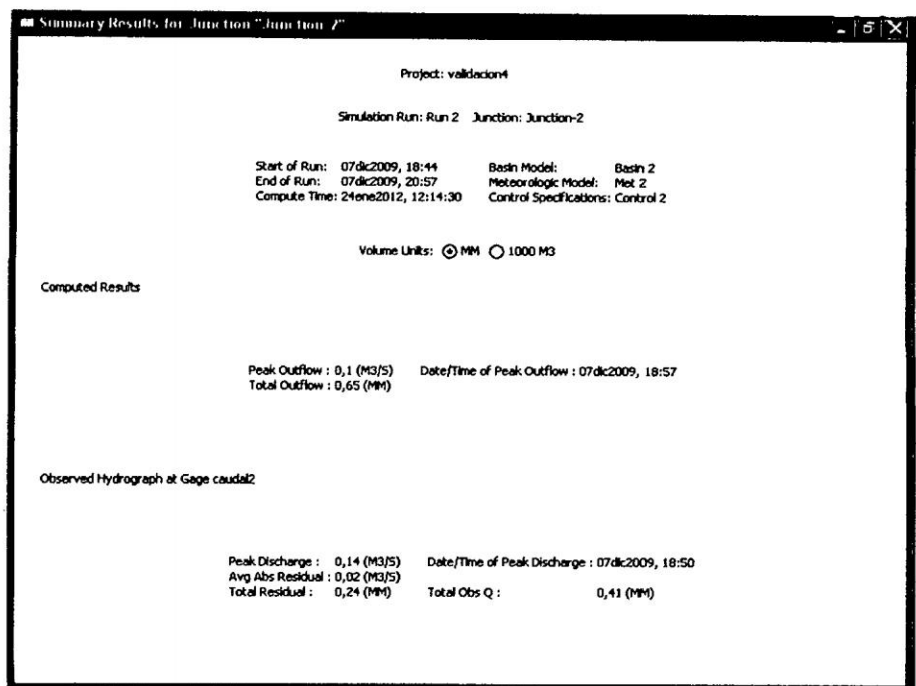


Figura 5.74 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 07/12/2009

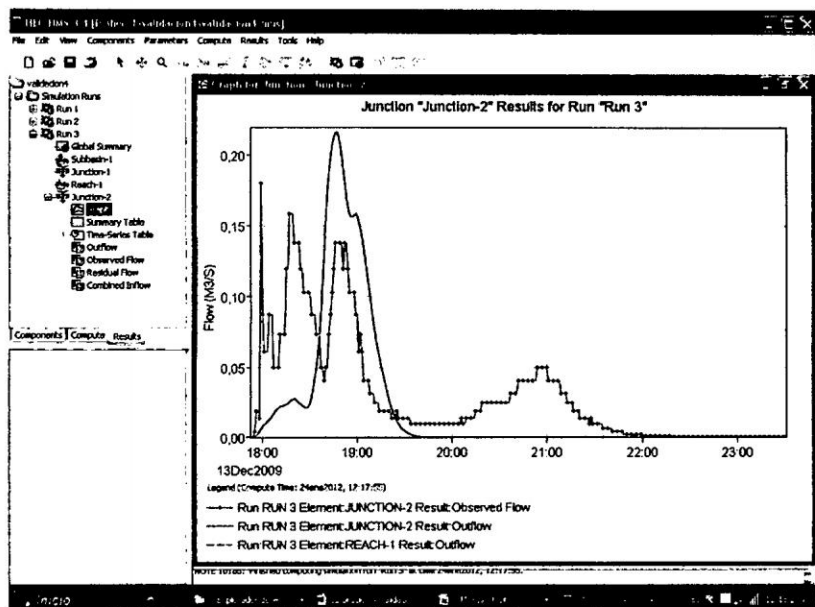


Figura 5.75 Hidrograma calculado de la avenida 13/12/2009, comparado con el hidrograma observado de la avenida 13/12/2009

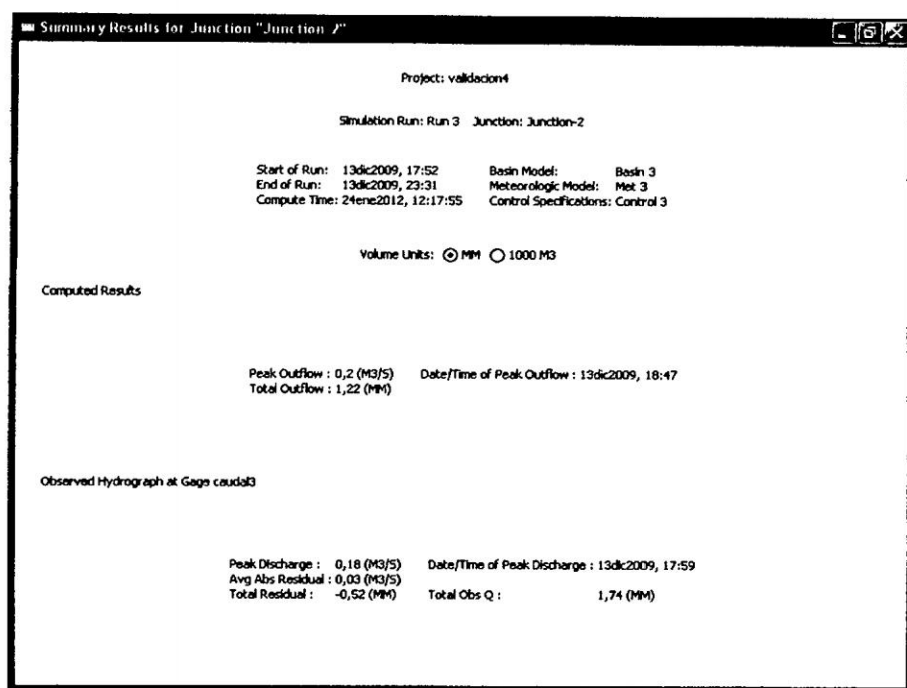


Figura 5.76 Resumen del resultado de ajuste de hidrogramas del evento de precipitación 13/12/2009

Tabla 5.73 Caudales pico y volúmenes totales máximos, mínimos y promedios de los datos observados y calculados

Datos Observados y Calculados	Evento			Pico y Vol. (max.)	Pico y Vol. (min.)	Prom.
	03/12/2009	07/12/2009	13/12/2009			
caudal pico observado (m3/s)	0,04	0,14	0,18	0,18	0,04	0,12
caudal pico calculado (m3/s)	0,048	0,13	0,22	0,22	0,048	0,13
vol. de descarga observado (mm)	0,12	0,41	1,74	1,74	0,12	0,76
vol. de descarga calculado (mm)	0,17	0,65	1,22	1,22	0,17	0,68

Fuente: Elaboración Propia.

5.7 DISCUSION DE RESULTADOS

- Para la validación de los parámetros calibrados utilizando el modelo de Pérdida Inicial y Tasa Constante, y HU de Snyder, se tiene en consideración el criterio estadístico mencionado en la sección 5.6, y que la tabla 5.74 nos proporciona los resultados de los indicadores

estadísticos como la raíz del error cuadrático medio (RMSE), la desviación estándar (DS), el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NH), el error absoluto medio (MAE) y el sesgo relativo (SR), así como también las figuras 5.77a y 5.77b nos muestran la dispersión de los datos observados y calculado sobre la gráfica de la recta 1:1 para evaluar la bondad de ajuste del modelo hidrológico, tanto para los caudales pico como para los volúmenes de descarga. De ambos resultados podemos inferir que los coeficientes de Nash son valores negativos (no aceptables), y que tienen un sesgo relativo (SR) por errores sistemáticos mayores a lo permitido ($\geq 5\%$), por otro lado observando las gráficas de dispersión de las figuras 5.77a y 5.77b podemos decir que existe un sesgo por valores atípicos de los punto (0.18, 1) y (1.74, 4.37), por lo que es necesario corregir aquello.

Luego de la corrección, la tabla 5.75 muestra los resultados estadísticos modificados así como las figuras 5.78a y 5.78b sus dispersiones respectivas, por lo que se observa que hay una reducción significativa en el sesgo relativo (SR) así como en el coeficiente de Nash de 236.11 a 16.67% y de -63.7 a 0.9 con respecto a los caudales pico, y de 122.03 a 26.4% y de -3.64 a 0.65, con respecto a los datos calculados y observados de los volúmenes de descarga total.

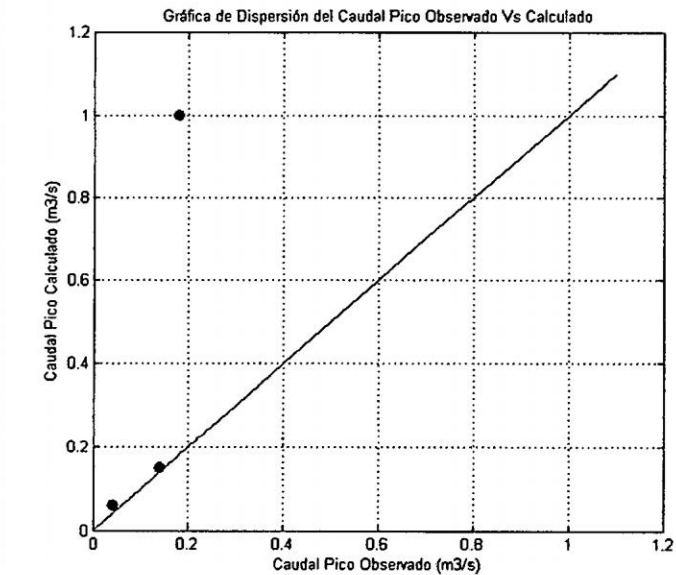
Tabla 5.74 Parámetros estadísticos de evaluación en la fase de validación del modelo hidrológico de Pérdida inicial - Tasa Constante, y HU de Snyder

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadístico				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado m3/s)	0,474	0,059	-63,702	0,283	236,11
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado mm)	1,520	0,705	-3,644	0,923	122,03
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

Estos nuevos resultados tienen un performance mucho mejor que la anterior ya que el sesgo a disminuido considerablemente y el valor de 0.9 para el coeficiente de eficiencia de Nash significa de buena predicción en la distribución de probabilidades y por lo tanto el modelo es predictivo, consistente y puede ser utilizado para estimación de frecuencias de avenidas de eventos de precipitación, esto con respecto a los caudales pico.

a)



b)

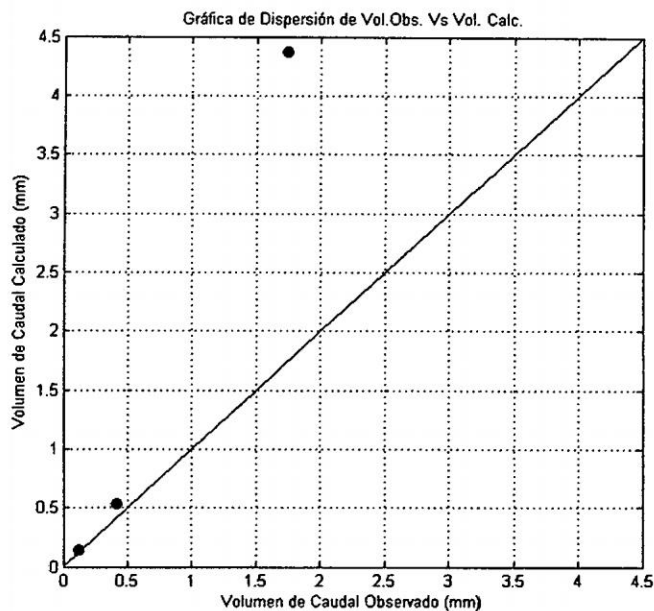


Figura 5.77 Dispersión de datos calculados y observados a) dispersión de los caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales

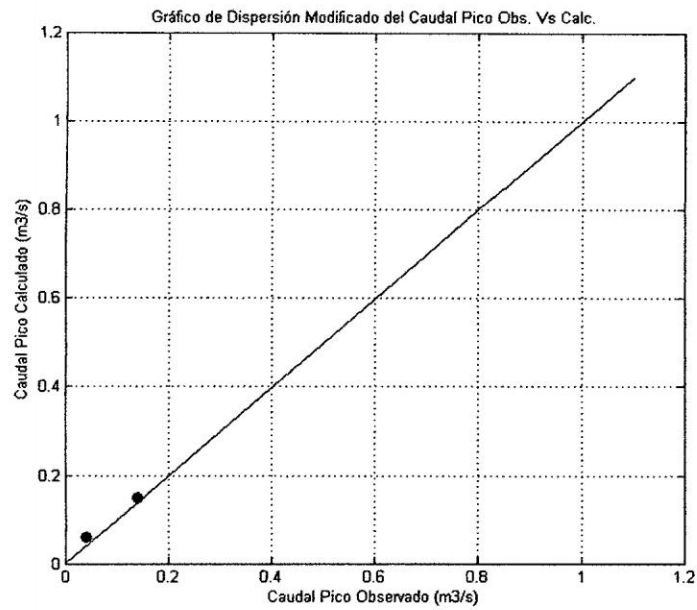
Tabla 5.75 Parámetros estadísticos de evaluación en la fase de validación del modelo hidrológico de Pérdida inicial - Tasa Constante, y HU de Snyder modificado

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadístico				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,016	0,050	0,900	0,015	16,67
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,086	0,145	0,648	0,070	26,42
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

En cambio con respecto al volumen de descarga total existe todavía un error de sesgo (sistemático o de valores atípicos) relativamente pequeño, y el valor 0.65 del coeficiente de Nash en la distribución de predicción probabilística lo descarta como modelo predictivo pero esta próximo a aquello.

a)



b)

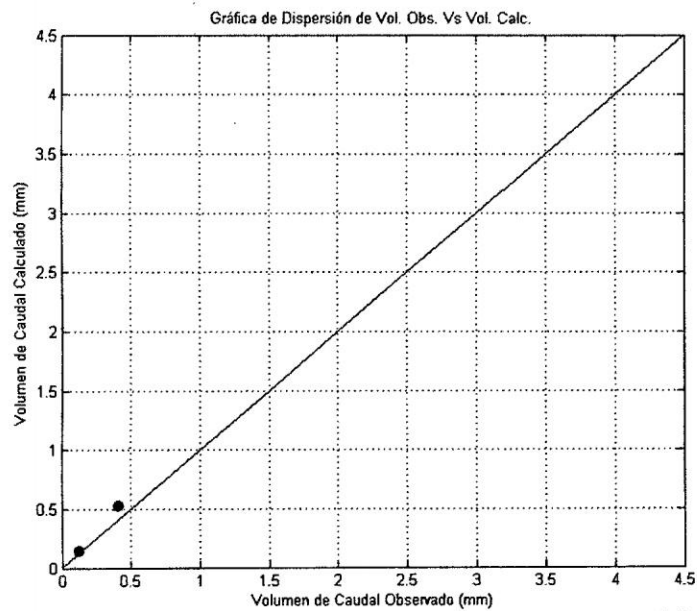


Figura 5.78 Dispersión de Datos Observados y Calculados Modificados a) dispersión de Caudales Pico. b) Dispersión de los Volúmenes Totales.

- Los parámetros estadísticos encontrados para la validación del modelo hidrológico de Green y Ampt y HU del NRCS se muestran en la tabla 5.76 y la gráfica de dispersión en las figuras 5.79a y 5.79b, donde los valores del sesgo relativo (SR=188.89% y 33.92%) así como el

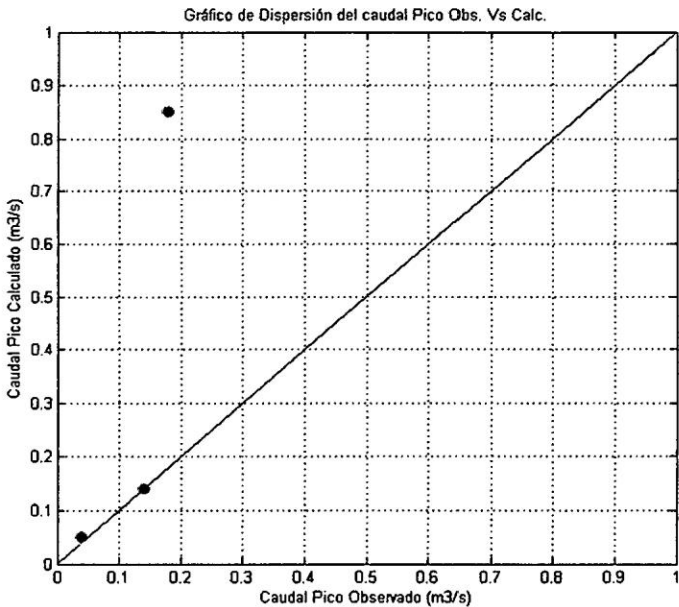
coeficiente de Nash- Sutcliffe (NH= -42.173 y 0.69) son relativamente elevados y inaceptables debido a posibles errores sistemáticos y valores atípicos claramente mostrados en las gráficas de dispersión de los datos observados y calculados tanto para los caudales pico así como para los volúmenes de descarga ver las figuras 5.79a y 5.79b, por lo que sustraendo los puntos (0.18, 0.85) y (1.74, 2.42) de los datos observados y calculados para los caudales pico y volúmenes totales, se hace una ligera corrección.

Tabla 5.76 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico de Green y Ampt y HU del NRCS

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadístico				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,387	0,059	-42,173	0,227	188,89
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,395	0,705	0,687	0,257	33,92
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

a)



b)

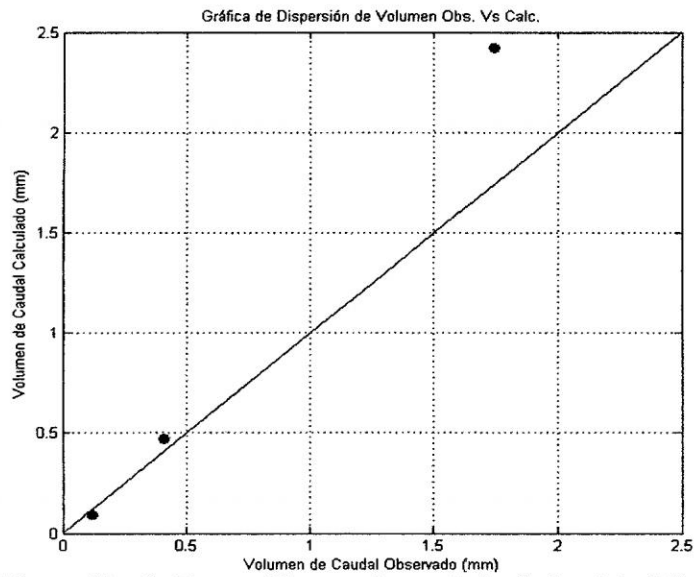


Figura 5.79 Dispersión de Datos Observados y Calculados Modificados a) dispersión de Caudales Pico. b) Dispersión de los Volúmenes Totales.

La tabla 5.77 muestra los resultados de los parámetros estadísticos modificados así como las figuras 5.80a y 5.80b muestran las dispersiones de los datos observados y calculados modificados, de donde podemos inferir que ha disminuido el sesgo relativo de 188.89 a 5.56%, y el coeficiente de eficiencia de Nash ha mejorado de -42.2 a 0.98 para el caso del ajuste de los caudales pico, la cual de acuerdo a la distribución probabilística del NH, estamos en el rango de aceptable y muy buena para la predicción de avenidas.

En cuanto a los resultados obtenidos para el ajuste de los volúmenes, los valores del sesgo relativo han disminuido de 33.92 a 16.98%, y el coeficiente de Nash a mejorado de 0.678 a 0.893, con una ligera persistencia todavía de los errores sistemáticos y de valores atípicos

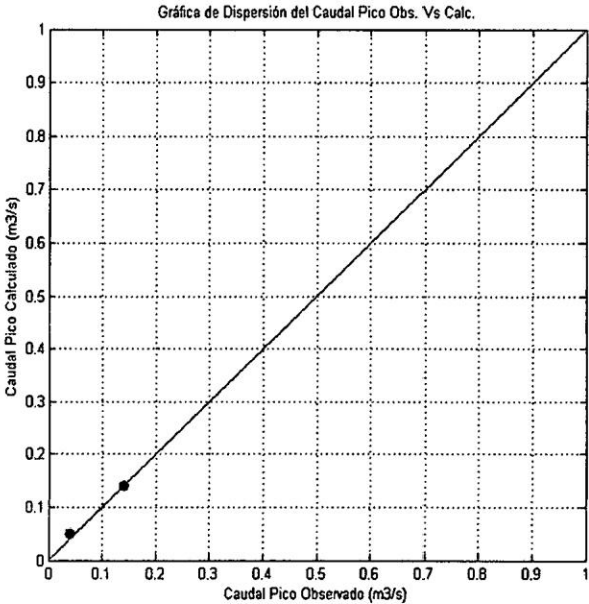
pero con un ajuste bueno y aceptable ($NH=0.893$) de acuerdo a la distribución probabilística del coeficiente de Nash-Sutcliffe.

Tabla 5.77 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico de Green y Ampt y HU del NRCS modificado

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadístico				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,007	0,050	0,980	0,005	5,56
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,047	0,145	0,893	0,045	16,98
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

a)



b)

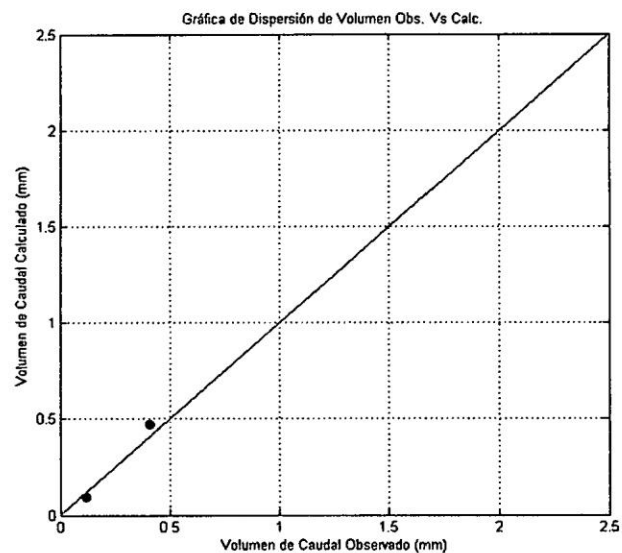


Figura 5.80 Dispersión de datos observados y calculados modificados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.

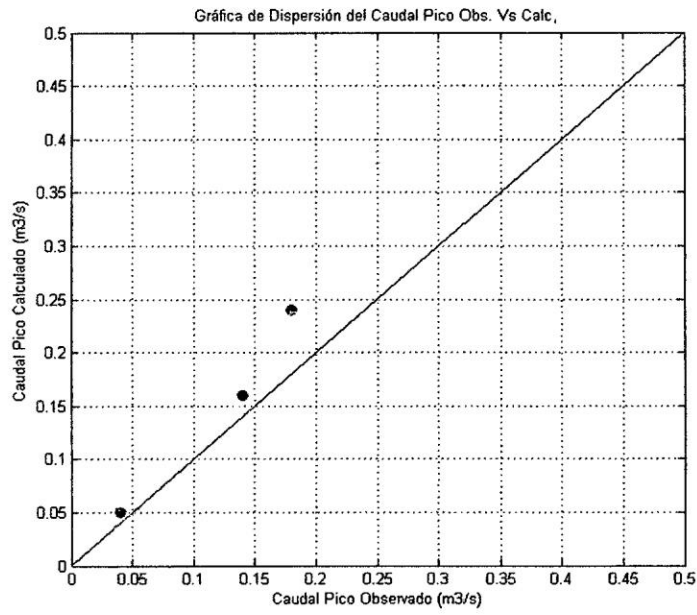
- En el caso de la aplicación del modelo del Número de Curva (CN) para la abstracción y HU del NRCS en la fase de validación, los resultados de los parámetros estadísticos son mostrados en la tabla 5.78, y las gráficas de dispersión de los datos observados y calculados en las figuras 5.81a y 5.81b, en las cuales los valores del sesgo relativo (SR), y del coeficiente de Nash (NH) para los caudales pico son de 25% y 0.61 los cuales son bastante elevados e inaceptables.

Tabla 5.78 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico del Número de Curva y HU del NRCS

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadístico				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,037	0,059	0,606	0,030	25,00
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,332	0,705	0,779	0,270	35,68
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

a)



b)

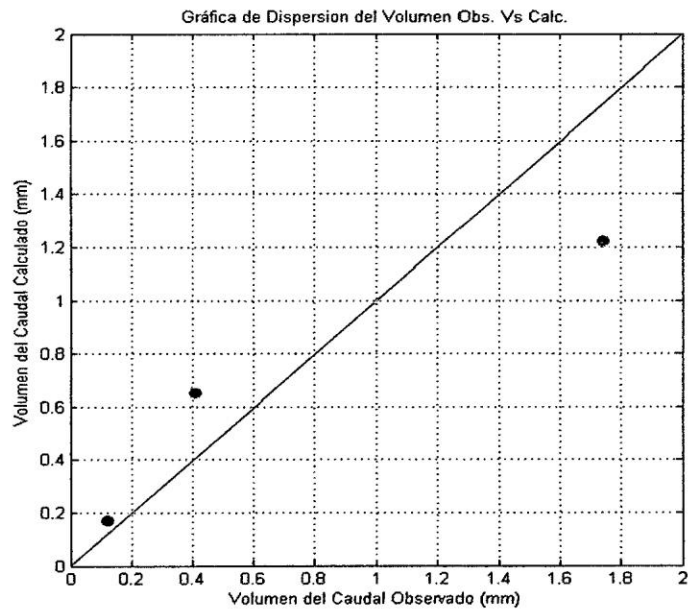


Figura 5.81 Dispersión de datos observados y calculados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.

En consecuencia haciendo la sustracción del punto (0.18, 0.24), por error de sesgo relativo o valor atípico, mostramos los resultados de los valores estadísticos modificados en la tabla 5.79, así como la

dispersión de los nuevos datos observados y calculados en la gráfica 5.82a. Por lo que inferimos que hay una mejora en el sesgo de 25 a 16.67%, y por otro lado hay una mejora en el coeficiente de Nash de 0.606 a 0.9 lo cual es buena y aceptable en la distribución probabilística del coeficiente de Nash-Sutcliffe ($0.84 \leq NH \leq 0.91$), de tal manera que este modelo es predictivo para los eventos de avenidas con respecto a los caudales pico.

Tabla 5.79 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico del Número de Curva y HU del NRCS modificado

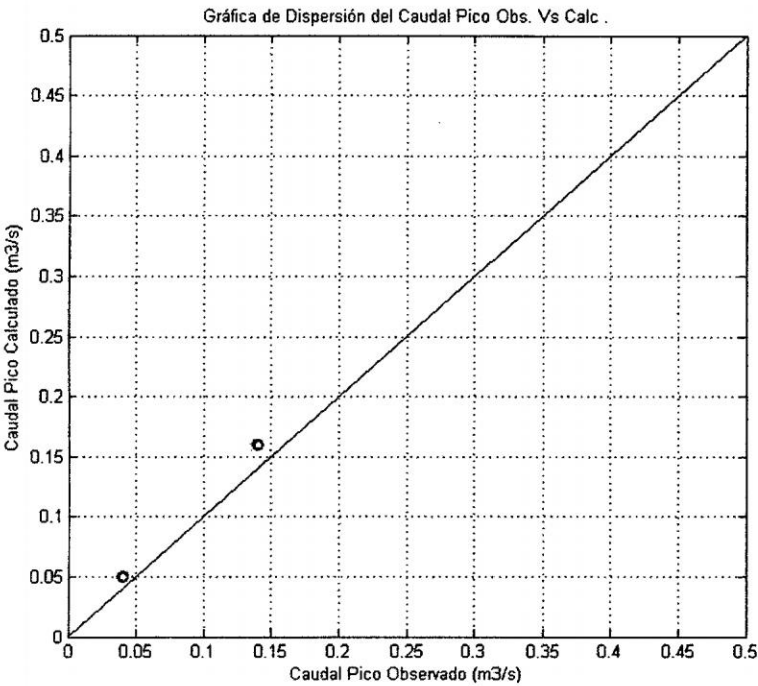
Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadística				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,016	0,050	0,900	0,015	16,67
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,173	0,145	-0,429	0,145	54,72
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto a la evaluación del volumen de descarga con los indicadores estadísticos de la tabla 5.78, y de acuerdo a la gráfica de dispersión de la figura 5.82b podemos notar que el sesgo relativo (SR=35.68%) es relativamente elevado, así como también el coeficiente de Nash (NH=0.78) es bastante significativo (aceptable), y por ende de un buen ajuste para la predicción de avenidas. Sin embargo cuando se sustrae el punto (1.74, 1.22) para ver si el coeficiente de Nash, así como el sesgo relativo aminoraba sucedió lo contrario, la tabla 5.79 y la gráfica de dispersión de la figura 5.82b nos

muestran aquello en donde el sesgo relativo aumento de 35.68 a 54.72%, y el coeficiente de eficiencia cayó de 0.78 a -0.43 la misma que es inaceptable e inadecuado para la predicción de avenidas. Por lo que deducimos que el modelo es predictivo para los volúmenes pico y no así para los volumnes de descarga de acuerdo a la distribución probabilística de Nash.

a)



b)

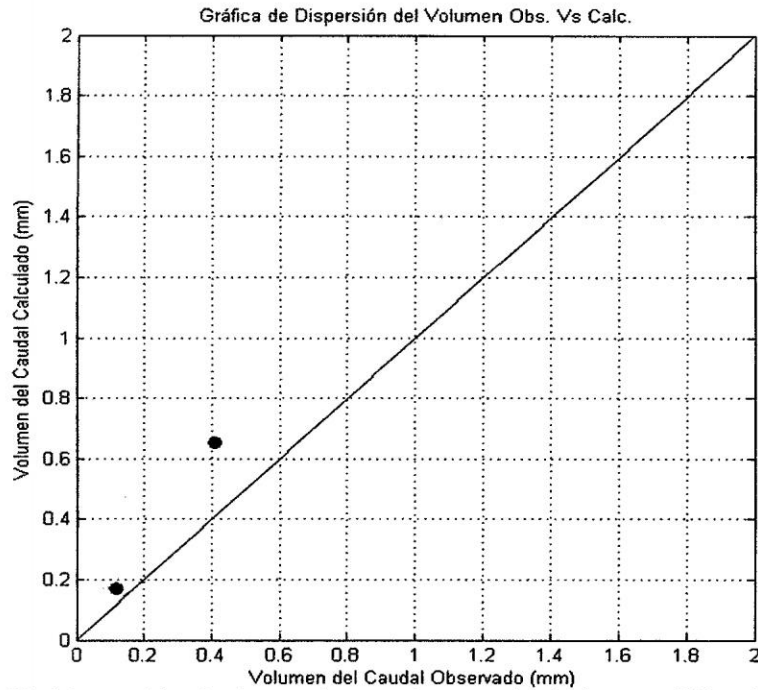


Figura 5.82 Dispersión de datos observados y calculados modificado a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.

- Con la aplicación de los parámetros del modelo del Número de Curva (CN) y del HU de Snyder en la fase de validación, se obtuvieron los resultados de los parámetros estadísticos mostrados en la tabla 5.80, y sus gráficas de dispersión se muestran en las figuras 5.83a y 5.83b. De los datos observados y calculados, se observa que el sesgo relativo (SR) para el caudal pico es de 16.11% y el coeficiente de eficiencia de Nash (NH) es de 0.83, los cuales son valores bastante aceptables para la predicción de avenidas de eventos de precipitación, prácticamente sin errores de valores atípicos pero si con algún error sistemático todavía. La sustracción del punto (0.18, 0.22), conlleva más aun a una mejoría en los valores del sesgo relativo (SR) de 16.11 a 10.0% así como del coeficiente de Nash (NH) de 0.83 a 0.97

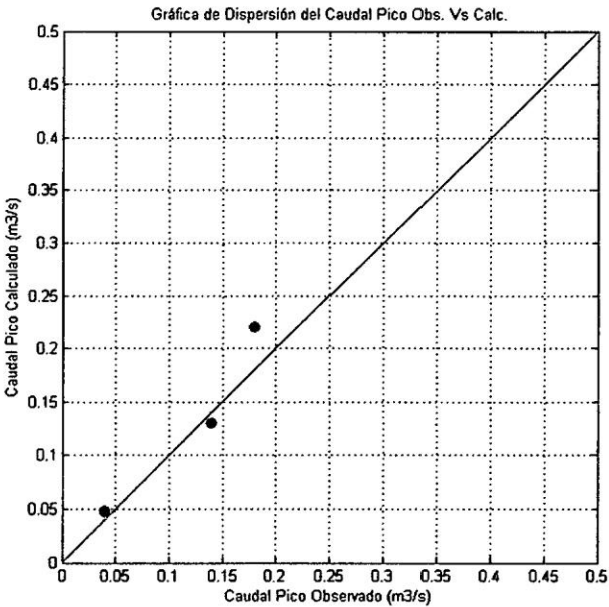
mostrado en la tabla modificada 5.81 y la gráfica de dispersión figura 5.84a, de las cuales se infiere que los parámetros del modelo son bastante aceptables y consistentes para la predicción de los caudales picos de los datos de precipitación de acuerdo al rango de la distribución probabilística del coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe, cuyo valor mínimo es $NH \geq 0.75$ para ser predictivo y aceptable un modelo.

Tabla 5.80 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico del Número de Curva y HU de Snyder

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadística				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,024	0,059	0,830	0,019	16,11
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,332	0,705	0,779	0,270	35,68
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

a)



b)

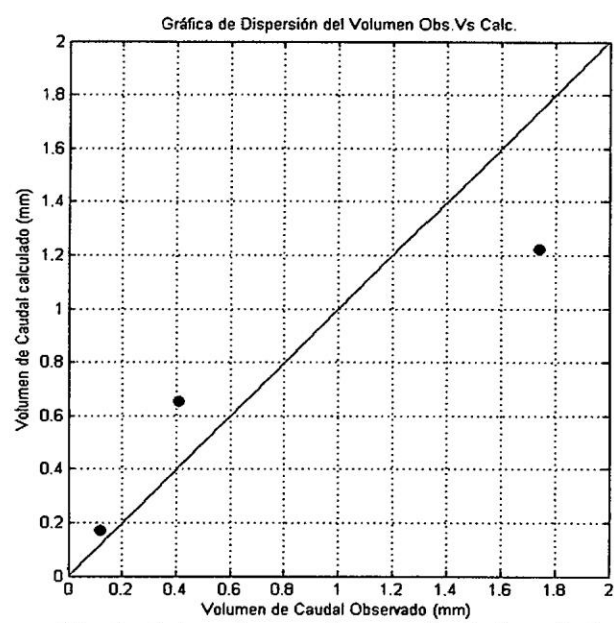


Figura 5.83 Dispersión de datos observados y calculados a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.

En cuanto al ajuste de los volúmenes observados y calculados, la tabla 5.80 y la gráfica de dispersión figura 5.83b nos muestran que los valores del sesgo relativo (SR) es de 35.68% así como el valor del coeficiente de eficiencia de Nash (NH) de 0.78, los cuales son aceptables de acuerdo a la distribución probabilística predictiva del coeficiente de Nash y prácticamente sin errores de valores atípicos.

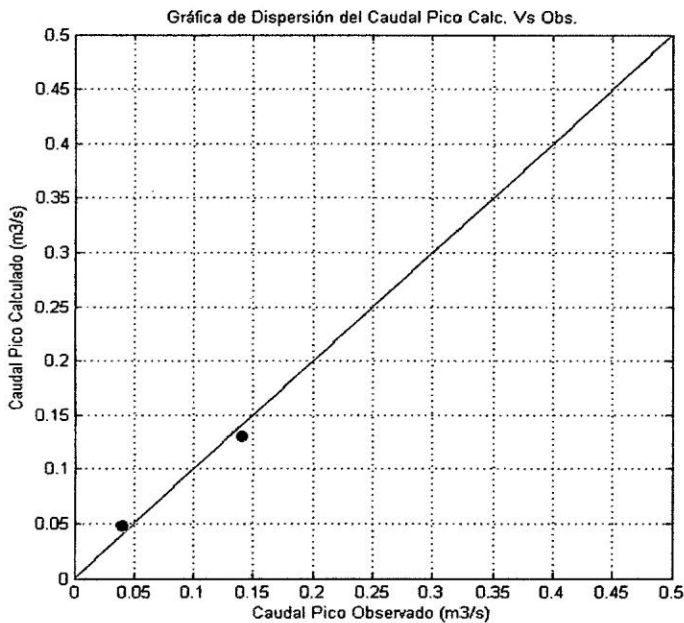
Tabla 5.81 Parámetros estadísticos de evaluación para la fase de validación del modelo hidrológico del Número de Curva y HU de Snyder modificado

Datos Observados y Calculados	Parámetros Estadística				
	RMSE	DS	NH	MAE	SR (%)
caudal pico observado (m3/s)	0,009	0,050	0,967	0,009	10,00
caudal pico calculado (m3/s)					
vol. de descarga observado (mm)	0,173	0,145	-0,429	0,145	54,72
vol. de descarga calculado (mm)					

Fuente: Elaboración Propia.

Queriendo reducir los valores del sesgo relativo (SR) así como el coeficiente de Nash (NH) se sustrajo el punto (1.74, 1.22), lo cual nos conlleva a los resultados de la tabla 5.81 cuya gráfica de dispersión muestra la figura 5.84b, y cuyos valores contrariamente a lo que se pensaba subieron, en el caso del sesgo relativo de 35.68 a 54.72%, y con respecto a coeficiente de eficiencia de Nash, el valor disminuyo de 0.78 a -0.43, lo cual es inaceptables de acuerdo a la distribución probabilística del coeficiente de Nash-Sutcliffe para la predicción de modelos, de los cuales inferimos que el modelo es altamente predictivo desde un primer momento y no necesita efectuarse ninguna corrección.

a)



b)

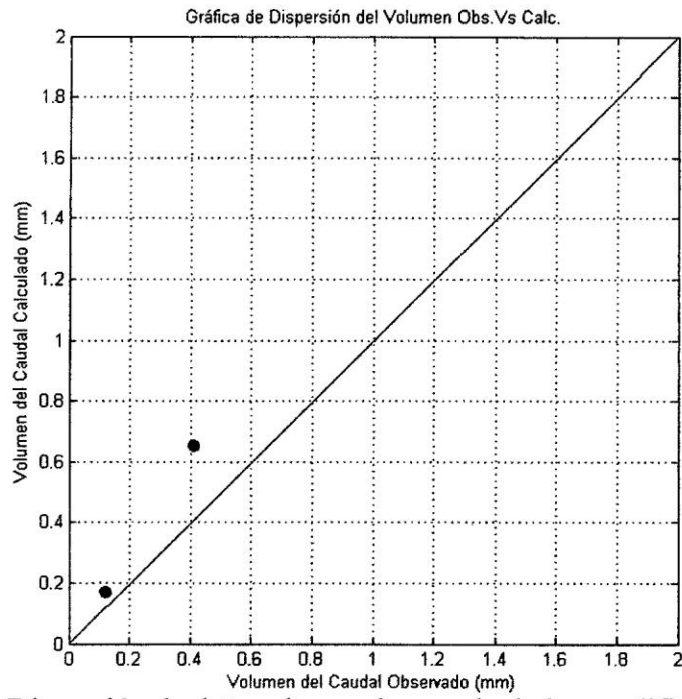


Figura 5.84 Dispersión de datos observados y calculados modificado a) dispersión de caudales pico. b) dispersión de los volúmenes totales.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- El proceso del trabajo de “Modelo HEC-HMS para Calibración y Validación de Hidrogramas de Caudales en la Cuenca Urbana de Ayacucho” ha concluido de una manera satisfactoria, ya que mediante el coeficiente de ajuste de modelos matemáticos Nash-Sutcliffe y la distribución probabilística cualitativa de este valor, ver tabla 5.69, los ubica a los modelos hidrológicos calibrados y validados en el rango de aceptables en su predicción para la variable de análisis del caudal pico como se muestra en la tabla 6.3, siendo los modelos de Green y Ampt y el HU. del NRCS los que mejor reproducen la simulación de los eventos de precipitación – escorrentía para la cuenca urbana de Yanaccacca teniendo un coeficiente de ajuste de NH de 0.98 para el caudal pico observado y calculado y un coeficiente de NH de 0.893 para el ajuste de los volúmenes de descarga observados y calculados. Así mismo la simulación de los demás modelos nos proporciona un coeficiente de NH aceptables en todos los casos para la variable de los caudales pico, pero no así para la predicción de los volúmenes de descarga.

Por lo que podemos inferir que los valores obtenidos mediante el proceso de calibración para los diferentes modelos hidrológicos mostrados en la tabla 6.1 han sido los más adecuados para la cuenca de Yanaccacca y para la investigación propuesta.

Tabla 6.1 Valores de parámetros calibrados obtenidos mediante el HEC-HMS para los diferentes modelos hidrológicos

COMPONENTE HIDROLOGICO	MODELO HIDROLOGICO CALIBRADO CON EL HEC-HMS	PARAMETRO	UNIDAD	VALOR PROMEDIO GLOBAL
MODELOS PARA EL CLCULO DE TASAS DE INFILTRACION	M. de Perdida Inicial y Tasa Constante	Perdida Inicial	MM	3,55
		Tasa de Pérdida Constante	MM/HR	1,31
	M. de Green y Ampt	Perdida Inicial	MM	1,69
		Conductividad Hidráulica	MM/HR	0,30
		Déficit de Humedad		0,23
		Frente de Succión Húmeda	MM	210,35
	M. del Numero de Curva	Abstracción Inicial	MM	1,81
		CN		86,87
MODELOS PARA EL CALCULO DE VOLUMENES DE ESCORRENTIA	M. del HU. del NRCS	Tiempo de Retardo del HU. NRCS	MIN	4,96
	M. del HU. de Snyder	Coefficiente Pico de Snyder		0,6
		Tiempo al Pico de Snyder	HR	0,10

Fuente: Elaboración Propia.

La tabla 6.2 fue obtenida en un primer momento en el proceso de validación con las tres lluvias del mes de diciembre, sin considerar el análisis de los errores por sesgo relativo así como de los valores atípicos, por lo que observándose tales efectos tal como señala McCuen et al. (2006) y McCabe (1999), se procedió a omitir el evento de lluvia del 13/12/2009

por ser un valor atípico de acuerdo a la gráfica de dispersión de las variables de análisis, y además por ser un evento que se produce en un suelo saturado a causa de una continua precipitación días anteriores a esta, y en consecuencia con sucesos de respuestas de escorrentía de picos altos.

Tabla 6.2 Valores del coeficiente de Nash Sutcliffe, para la validación de los diferentes modelos hidrológicos sin considerar los errores de sesgo relativo y de valores atípicos

MODELOS HIDROLOGICOS VALIDADOS CON EL HEC-HMS	VARIABLES DE ANÁLISIS	EVENTOS DE PRECIPITACION.			NH ≥0.75
		03/12/2009	07/12/2009	13/12/2009	
1.-M. de Perdida Inicial. y Tasa Constante – HU. de Snyder	Qp obs.(cm3/s)	0.04	0.14	0.18	-63.7
	Qp calc.(cm3/s)	0.06	0.15	1.00	
	Vol. obs.(mm)	0.12	0.41	1.74	-3.6
	Vol. calc.(mm)	0.14	0.53	4.37	
2.-M. de Green y Ampt – HU.del NRCS	Qp obs.(cm3/s)	0,04	0,14	0,18	-42.173
	Qp calc.(cm3/s)	0,05	0,14	0,85	
	Vol. obs.(mm)	0,12	0,41	1,74	0.687
	Vol. calc.(mm)	0,09	0,47	2,42	
3.-M. del Número de Curva – HU. del NRCS	Qp obs.(cm3/s)	0,04	0,14	0,18	0.606
	Qp calc.(cm3/s)	0,05	0,16	0,24	
	Vol. obs.(mm)	0,12	0,41	1,74	0.779
	Vol. calc.(mm)	0,17	0,65	1,22	
4.-M. del Número de Curva – HU. de Snyder	Qp obs.(cm3/s)	0,04	0,14	0,18	0.83
	Qp calc.(cm3/s)	0,048	0,13	0,22	
	Vol. obs.(mm)	0,12	0,41	1,74	0.779
	Vol. calc.(mm)	0,17	0,65	1,22	

Fuente: Elaboración Propia.

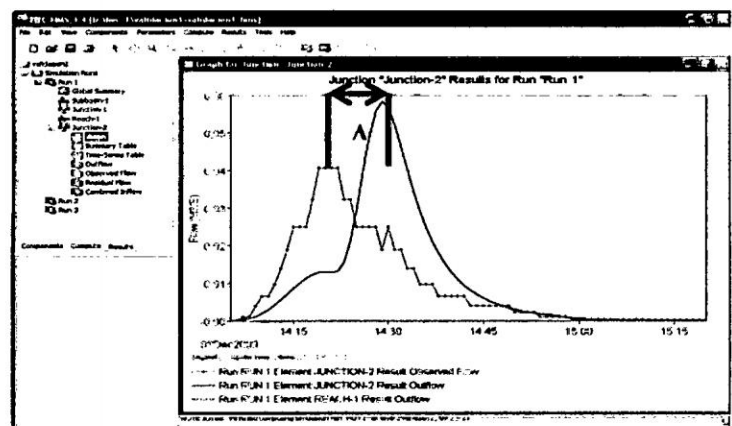
Tabla 6.3 Valores del coeficiente de Nash Sutcliffe, para la validación de los diferentes modelos hidrológicos considerando los errores de sesgo relativo y de valores atípicos

MODELOS HIDROLOGICOS VALIDADOS CON EL HEC-HMS	VARIABLES DE ANÁLISIS	EVENTOS DE PRECIPITACION.		NH ≥ 0.75
		03/12/2009	07/12/2009	
1.-M. de Perdida Inicial. y Tasa Constante – HU. de Snyder	Qp obs.(cm3/s)	0.04	0.14	0.9
	Qp calc.(cm3/s)	0.06	0.15	
	Vol. obs.(mm)	0.12	0.41	0.648
	Vol. calc.(mm)	0.14	0.53	
2.-M. de Green y Ampt – HU.del NRCS	Qp obs.(cm3/s)	0.04	0.14	0.98
	Qp calc.(cm3/s)	0.05	0.14	
	Vol. obs.(mm)	0.12	0.41	0.893
	Vol. calc.(mm)	0.09	0.47	
3.-M. del Número de Curva – HU. del NRCS	Qp obs.(cm3/s)	0.04	0.14	0.9
	Qp calc.cm3/s)	0.05	0.16	
	Vol. obs.(mm)	0.12	0.41	-0.429
	Vol. calc.(mm)	0.17	0.65	
4.-M. del Número de Curva – HU. de Snyder	Qp obs.(cm3/s)	0.04	0.14	0.967
	Qp calc.(cm3/s)	0.048	0.13	
	Vol. obs.(mm)	0.12	0.41	-0.429
	Vol. calc.(mm)	0.17	0.65	

Fuente: Elaboración Propia.

- El parámetro del tiempo de retardo (t_l) componente del modelo hidrológico de Snyder no reproduce muy bien los resultados de la predicción del tiempo al pico (t_p) en los hidrogramas calculados, debido a las respuesta rápidas propias de la dinámica de la cuenca en estudio y a la limitación de este componente en el programa a un tiempo de retardo mínimo aceptable de 0.1h. (6 min). Como se muestran en la Fig. 6.1 (a, b).

a)



b)

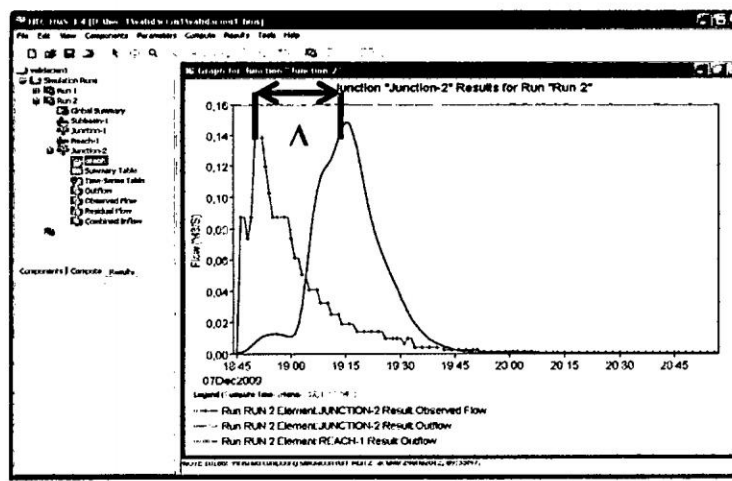


Figura 6.1 Notorio desfase de los tiempos al pico para la simulación de validación del modelo de Perdida I.- Tasa Constante, y HU de Snyder, a) lluvia 03/12/2009 b) lluvia 07/12/2009.

- El uso abundante de parámetros no necesariamente reproduce una mejor representación del hidrograma calculado, más al contrario muchas veces reproduce una baja representación, sobre todo en aquellos modelos determinísticos que se basan en los procesos físicos para describir el sistema complejo de la cuenca, así en el modelo de Green y Ampt, no todos sus parámetros afectan en igual medida en la variación del pico y el volumen de descarga del hidrograma calculado en la simulación de los eventos de precipitación - escorrentía, así el frente húmedo de succión durante el proceso de calibración tuvo una incidencia casi insignificante en la variación de los picos variando sus valores desde 150 hasta 500 mm. Por lo que se hace necesario incidir en el análisis de sensibilidad de los parámetros para omitir aquellos parámetros poco sensibles y sólo trabajar con aquellos parámetros sensibles para la calibración. como manifiesta Sina Alaghmand en “Research Journal of Environmental Sciences 5(4): 354-365, 2011” titulado “Selecting the Best Set Value in Calibration Process for Validation of Hydrological Modeling (A Case Study on Cayu Ara River Basin, Malaysia)”.
- En el proceso de calibración de los diferentes modelos hidrológicos con la lluvia del 19 de octubre del 2009 (una de las primeras precipitaciones) se encontró infiltraciones muy pequeñas, aquello fue a causa de la formación de una costra propia de los suelos desnudos, la costra es una capa pequeña dura que cubre el suelo ocasionado por el

impacto de las precipitaciones, según McIntyre (1958) la costra tiene un espesor de 1.5 a 3mm y generalmente se desarrolla durante los primeros 10 cm de precipitación disminuyendo en gran medida las tasas de infiltración. Tal como se muestran en la tabla 6.4 donde los valores de la abstracción inicial para toda la cuenca discretizada y no discretizada, varían en el rango de 0.09 mm – 0.81mm con una excepción de 2.03mm, además Kabat et. al, (1997), revisando los parámetros de los suelos para los modelos hidrológicos determina, que la mayoría de los parámetros deberían ser tratados como parámetros de calibración más que valores con significado físico.

Tabla 6.4 Abstracciones iniciales en el proceso de calibración para el evento de precipitación del 19/10/2009

DISCRETIZACION DE LA CUENCA EN EL PROCESO	ABSTRACCION INICIAL (MM)			
	M.de Perdida I. y Tasa C. - HU de Snyder	M. de Gren y Ampt- HU del NRCS	M. del CN – HU del NRCS	M. del CN – HU de Snyder
03 Subcuencas	0.13	0.09	0.14	0.18
02 Subcuencas	0.31	0.81	0.57	0.13
01 Cuenca	0.46	0.81	2.03	0.46

Fuente: Elaboración Propia.

- Se ha obtenido el valor de 0.047 para el coeficiente de la retención potencial (S) del modelo hidrológico del número de curva (CN) en lugar del valor de 0.2 para esta zona de estudio, ya que el valor optimizado encontrado para el parámetro de la abstracción inicial fue de 1.81mm y para el CN fue de 86.87 (Tabla 6.1). y teniendo la

ecuación empírica $I_a = kS$ obtenemos k , que es el coeficiente de retención potencial obtenido.

6.2 RECOMENDACIONES

- Los grupos de datos de largo plazo y un número mayor de mediciones de hidrogramas hacen un caso ideal de estudio para las pruebas de calibración y validación, para tener mayor oportunidad de detectar problemas numéricos de ajuste y reducir el error de incertidumbre de los parámetros de calibración y tener mayor posibilidad de predecir las respuestas de los modelos hidrológicos. por lo que se recomienda tener en cuenta el periodo cíclico del agua y su retorno como tiempo mínimo para posteriores trabajos de investigación.
- Cuando se toma los datos de caudales hay errores en las lecturas por azolvamiento en la sección transversal del punto de aforo por lo que se recomienda mayor cuidado en el mantenimiento de la limpieza de los puntos de aforo de los niveles de flujo, y de esta manera tratar de evitar los errores sistemáticos en las mediciones de las respuestas.
- Este trabajo de investigación debe ser considerado como un primer paso, para desarrollar y potencializar otras, en el campo de las investigaciones de la calibración y validación de los parámetros de los modelos hidrológicos necesarios en las actividades de la ingeniería civil. para diseñar, planear y controlar nuevas estructuras hidráulicas, operar y evaluar estructuras hidráulicas existentes, preparar y responder a las crecidas de las avenidas en la regulación de las

actividades en las zonas de inundación de una manera eficiente sin sobre o subestimaciones de las variables hidráulicas de diseño. Por lo que se recomienda seguir investigando en esta rama de la hidrología.

BIBLIOGRAFIA

1. Al-Ahmadi Fahad S. Rainfall – Runoff Modeling in Arid Regions Using Geographic Information Systems and Remote Sensing: Case Study; Western Region of Saudi Arabia [Thesis]. Jeddah: King Abdulaziz University. Faculty of Meteorology, Environment, and Arid Land Agriculture; 2005.
2. American Society of Civil Engineers. Hydrology Handbook. 2a ed. EEUU: Dept. ASCE; 1996.
3. Bedient Philip B, Huber Wayne C, Vieux Baxter E. Hydrology and Floodplain Analysis. 5ª ed. EEUU: Prentice Hall; 2012.
4. Bonell M. Runoff generation in tropical forests. In: Bonell M, Bruijnzeel L A, (Editors). Forests, Water and People in the Humid Tropics. Cambridge: Cambridge University Press; 2005. p. 314-406.
5. Chow V, Maidment D, Mays L. Hidrología Aplicada. Colombia: McGraw – Hill Interamericana; 1994.
6. Durrans S, Cooley M. Stormwater Conveyance Modeling and Design. EEUU: Haestad Methods; 2007.
7. Gupta S K. Modern Hydrology and Sustainable Water Development. EEUU; Wiley, John & Sons; 2011.
8. Kamali Mahtab. Calibration of Hydrologic Models Using Distributed Surrogate Model Optimization Techniques: A WATCLASS Case Study. [Doctoral thesis]. Waterloo: University of Waterloo. Department of Systems Design Engineering; 2009.
9. Kelleher Katherine D. Streamflow Calibration of Two Sub-Basins in the Lake Whatcom Watershed, Washington Using a Distributed Hydrology Model [Thesis]. Washington: Western Washington University. Department of Geology; 2006.
10. Linsley Ray K, Franzini Joseph B. Water Resources Engineering. 3a ed. EEUU: McGraw-Hill; 1979.
11. Linsley Ray K, Paulhus Joseph L, Kohler Max A. Hydrology for Engineers. 2a ed. New York: McGraw-Hill; 1982.

12. MacLean Angela Jean. Calibration and Analysis of the MESH Hydrological Model Applied to Cold Regions [Thesis]. Waterloo: University of Waterloo. Department of Civil & environmental Engineering; 2009.
13. Maidment David R. Handbook of Hydrology. New York: McGraw-Hill; 1993.
14. Manning Jonh C. Applied Principles of Hydrology. 3a ed. University of California: Prentice Hall; 1997.
15. Mays Larry W. Water Resources Engineering. 2a ed. EEUU: John Wiley & Sons; 2010.
16. Mays Larry W. Stormwater Collection Systems Design Handbook. EEUU: McGraw-Hill; 2001.
17. McCuen R. Hydrologic Analysis and Design. 3ª ed. EEUU new jersey: Prentice Hall; 2004.
18. Osman Akan A, Houghtalen Robert J. Urban Hydrology, Hydraulics and Storm Quality Engineering Applications and Computer Modeling. EEUU: Wiley, John & Sons; 2003.
19. Ponce Victor Manuel. Engineering Hydrology, Principles and Practice. USA: Prentice Hall College Div; 1989.
20. Raghunath H M. Hydrology: Principles, Analysis and Design. 2a ed. New York: New Age International; 2007.
21. Refsgaard Jens Christian. Hydrological Modelling and River Basin Management [Doctoral thesis]. Copenhagen: University of Copenhagen. Faculty of Natural Science; 2007.
22. Ritter A, Muñoz – Carpena R, Regalado C. M. Capacidad de Predicción de Modelos Aplicados a la ZNS: Herramienta Informática para la Adecuada Evaluación de la Bondad de Ajuste con Significación Estadística. Estudios en la Zona no Saturada de Suelos. 2011; 10: 259-264.
23. Subramanya K. Engineering Hydrology. 2a ed. New Delhi: McGraw-Hill; 1994.
24. US Army Corps of Engineers. HEC-HMS Hydrologic Modeling System User's Manual. EEUU: Hydrologic Engineering Center; 2000.

25. Walesh Stuart G. Urban Surface Water Management. EEUU: Wiley, John & Sons; 1989.

ANEXOS

**I.- PLANO DE UBICACIÓN Y
LOCALIZACIÓN DE LA CUENCA DE
ESTUDIO YANACCACCA**

IX.-REPORTES TABULARES DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES
REGISTRADOS EN LA ESTACION "KILLA" PARA LA CALIBRACION Y VALIDACION DE
LOS MODELOS HIDRLOGICOS

Hora de inicio: 14:27:00

Día	t(min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulada (mm)
19/10/2009	1	0,20	0,00	0,000	
19/10/2009	2	0,20	9,80	0,163	
19/10/2009	3	0,00	9,60	0,160	
19/10/2009	4	0,20	14,80	0,247	
19/10/2009	5	0,20	14,80	0,247	
19/10/2009	6	0,00	5,40	0,090	
19/10/2009	7	0,00	3,60	0,060	
19/10/2009	8	0,20	3,60	0,060	
19/10/2009	9	0,20	26,40	0,440	
19/10/2009	10	0,00	6,20	0,103	
19/10/2009	11	0,20	6,20	0,103	
19/10/2009	12	0,00	6,00	0,100	
19/10/2009	13	0,00	4,00	0,067	
19/10/2009	14	0,00	3,00	0,050	
19/10/2009	15	0,00	2,40	0,040	
19/10/2009	16	0,00	2,00	0,033	
19/10/2009	17	0,00	1,80	0,030	
19/10/2009	18	0,00	1,60	0,027	
19/10/2009	19	0,00	1,40	0,023	
19/10/2009	20	0,00	1,20	0,020	
19/10/2009	21	0,00	1,00	0,017	
19/10/2009	22	0,00	1,00	0,017	
19/10/2009	23	0,00	1,00	0,017	
19/10/2009	24	0,00	0,80	0,013	
19/10/2009	25	0,00	0,80	0,013	
19/10/2009	26	0,00	0,80	0,013	2,153

Hora de inicio: 14:28:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (m3/s)
19/10/2009	1	0,01	0,0001
19/10/2009	2	0,02	0,0003
19/10/2009	3	0,02	0,0003
19/10/2009	4	0,04	0,0022
19/10/2009	5	0,12	0,0406
19/10/2009	6	0,16	0,0874
19/10/2009	7	0,15	0,0736
19/10/2009	8	0,16	0,0874
19/10/2009	9	0,21	0,1805
19/10/2009	10	0,18	0,1197
19/10/2009	11	0,19	0,1382
19/10/2009	12	0,29	0,4269
19/10/2009	13	0,32	0,5550
19/10/2009	14	0,26	0,3190
19/10/2009	15	0,21	0,1805

ANEXO

19/10/2009	16	0,19	0,1382
19/10/2009	17	0,16	0,0874
19/10/2009	18	0,16	0,0874
19/10/2009	19	0,13	0,0502
19/10/2009	20	0,12	0,0406
19/10/2009	21	0,14	0,0612
19/10/2009	22	0,12	0,0406
19/10/2009	23	0,11	0,0322
19/10/2009	24	0,08	0,0138
19/10/2009	25	0,08	0,0138
19/10/2009	26	0,07	0,0096
19/10/2009	27	0,07	0,0096
19/10/2009	28	0,07	0,0096
19/10/2009	29	0,07	0,0096
19/10/2009	30	0,06	0,0064
19/10/2009	31	0,07	0,0096
19/10/2009	32	0,07	0,0096
19/10/2009	33	0,06	0,0064
19/10/2009	34	0,06	0,0064
19/10/2009	35	0,06	0,0064
19/10/2009	36	0,06	0,0064
19/10/2009	37	0,06	0,0064
19/10/2009	38	0,06	0,0064
19/10/2009	39	0,06	0,0064
19/10/2009	40	0,05	0,0039
19/10/2009	41	0,05	0,0039
19/10/2009	42	0,05	0,0039
19/10/2009	43	0,05	0,0039
19/10/2009	44	0,05	0,0039
19/10/2009	45	0,05	0,0039
19/10/2009	46	0,05	0,0039
19/10/2009	47	0,04	0,0022
19/10/2009	48	0,05	0,0039
19/10/2009	49	0,04	0,0022
19/10/2009	50	0,04	0,0022
19/10/2009	51	0,04	0,0022
19/10/2009	52	0,04	0,0022
19/10/2009	53	0,04	0,0022
19/10/2009	54	0,04	0,0022
19/10/2009	55	0,04	0,0022
19/10/2009	56	0,04	0,0022
19/10/2009	57	0,04	0,0022
19/10/2009	58	0,04	0,0022
19/10/2009	59	0,04	0,0022
19/10/2009	60	0,04	0,0022
19/10/2009	61	0,04	0,0022
19/10/2009	62	0,04	0,0022
19/10/2009	63	0,04	0,0022
19/10/2009	64	0,04	0,0022
19/10/2009	65	0,04	0,0022
19/10/2009	66	0,04	0,0022
19/10/2009	67	0,04	0,0022
19/10/2009	68	0,04	0,0022
19/10/2009	69	0,04	0,0022
19/10/2009	70	0,04	0,0022
19/10/2009	71	0,04	0,0022
19/10/2009	72	0,04	0,0022

ANEXO

19/10/2009	73	0,03	0,0010
19/10/2009	74	0,04	0,0022
19/10/2009	75	0,04	0,0022
19/10/2009	76	0,03	0,0010
19/10/2009	77	0,03	0,0010
19/10/2009	78	0,03	0,0010
19/10/2009	79	0,03	0,0010
19/10/2009	80	0,08	0,0138
19/10/2009	81	0,03	0,0010
19/10/2009	82	0,03	0,0010

Hora de inicio: 14:38:00

Día	t(min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulado (mm)
24/10/2009	1	0,20	0,00	0,000	
24/10/2009	2	0,20	15,20	0,253	
24/10/2009	3	0,00	7,60	0,127	
24/10/2009	4	0,40	28,40	0,473	
24/10/2009	5	1,00	58,20	0,970	
24/10/2009	6	0,20	58,20	0,970	
24/10/2009	7	0,20	20,60	0,343	
24/10/2009	8	0,20	21,40	0,357	
24/10/2009	9	0,20	21,40	0,357	
24/10/2009	10	0,20	9,80	0,163	
24/10/2009	11	0,00	6,00	0,100	
24/10/2009	12	0,00	4,20	0,070	
24/10/2009	13	0,00	3,00	0,050	
24/10/2009	14	0,00	2,40	0,040	
24/10/2009	15	0,00	2,00	0,033	
24/10/2009	16	0,00	1,80	0,030	
24/10/2009	17	0,00	1,60	0,027	
24/10/2009	18	0,00	1,40	0,023	
24/10/2009	19	0,00	1,20	0,020	
24/10/2009	20	0,00	1,20	0,020	
24/10/2009	21	0,00	1,00	0,017	
24/10/2009	22	0,00	1,00	0,017	
24/10/2009	23	0,00	0,80	0,013	
24/10/2009	24	0,00	0,80	0,013	
24/10/2009	25	0,00	0,80	0,013	
24/10/2009	26	0,00	0,80	0,013	4,513

Hora de inicio: 14:40:00

Día	t(min)	Y(m)	Q (m3/s)
24/10/2009	1	0,02	0,0003
24/10/2009	2	0,03	0,0010
24/10/2009	3	0,09	0,0188
24/10/2009	4	0,08	0,0138
24/10/2009	5	0,1	0,0250
24/10/2009	6	0,09	0,0188
24/10/2009	7	0,09	0,0188
24/10/2009	8	0,09	0,0188

ANEXO

24/10/2009	9	0,09	0,0188
24/10/2009	10	0,12	0,0406
24/10/2009	11	0,12	0,0406
24/10/2009	12	0,11	0,0322
24/10/2009	13	0,11	0,0322
24/10/2009	14	0,13	0,0502
24/10/2009	15	0,12	0,0406
24/10/2009	16	0,12	0,0406
24/10/2009	17	0,1	0,0250
24/10/2009	18	0,09	0,0188
24/10/2009	19	0,09	0,0188
24/10/2009	20	0,08	0,0138
24/10/2009	21	0,08	0,0138
24/10/2009	22	0,07	0,0096
24/10/2009	23	0,07	0,0096
24/10/2009	24	0,06	0,0064
24/10/2009	25	0,06	0,0064
24/10/2009	26	0,06	0,0064
24/10/2009	27	0,06	0,0064
24/10/2009	28	0,05	0,0039
24/10/2009	29	0,05	0,0039
24/10/2009	30	0,05	0,0039
24/10/2009	31	0,06	0,0064
24/10/2009	32	0,05	0,0039
24/10/2009	33	0,05	0,0039
24/10/2009	34	0,05	0,0039
24/10/2009	35	0,05	0,0039
24/10/2009	36	0,04	0,0022
24/10/2009	37	0,04	0,0022
24/10/2009	38	0,04	0,0022
24/10/2009	39	0,04	0,0022
24/10/2009	40	0,04	0,0022
24/10/2009	41	0,04	0,0022
24/10/2009	42	0,04	0,0022
24/10/2009	43	0,04	0,0022
24/10/2009	44	0,03	0,0010
24/10/2009	45	0,03	0,0010
24/10/2009	46	0,03	0,0010
24/10/2009	47	0,03	0,0010
24/10/2009	48	0,03	0,0010
24/10/2009	49	0,03	0,0010
24/10/2009	50	0,03	0,0010
24/10/2009	51	0,03	0,0010
24/10/2009	52	0,03	0,0010
24/10/2009	53	0,03	0,0010
24/10/2009	54	0,03	0,0010
24/10/2009	55	0,03	0,0010
24/10/2009	56	0,03	0,0010
24/10/2009	57	0,03	0,0010
24/10/2009	58	0,03	0,0010
24/10/2009	59	0,03	0,0010
24/10/2009	60	0,03	0,0010
24/10/2009	61	0,03	0,0010
24/10/2009	62	0,03	0,0010
24/10/2009	63	0,03	0,0010
24/10/2009	64	0,03	0,0010

Hora de inicio 17:42:00

Día	t(min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 acumulado (mm)
25/10/2009	1	0,20	0,00	0,000	
25/10/2009	2	0,20	7,80	0,130	
25/10/2009	3	0,00	7,80	0,130	
25/10/2009	4	0,00	5,40	0,090	
25/10/2009	5	0,00	3,80	0,063	
25/10/2009	6	0,00	2,80	0,047	
25/10/2009	7	0,20	2,80	0,047	
25/10/2009	8	0,00	2,60	0,043	
25/10/2009	9	0,20	5,00	0,083	
25/10/2009	10	0,00	5,00	0,083	
25/10/2009	11	0,20	7,20	0,120	
25/10/2009	12	0,20	15,40	0,257	
25/10/2009	13	0,40	18,80	0,313	
25/10/2009	14	0,20	18,80	0,313	
25/10/2009	15	0,20	21,40	0,357	
25/10/2009	16	0,40	21,40	0,357	
25/10/2009	17	0,00	8,40	0,140	
25/10/2009	18	0,20	8,40	0,140	
25/10/2009	19	0,20	8,80	0,147	
25/10/2009	20	0,00	7,80	0,130	
25/10/2009	21	0,20	7,80	0,130	
25/10/2009	22	0,00	6,80	0,113	
25/10/2009	23	0,20	6,80	0,113	
25/10/2009	24	0,00	6,00	0,100	
25/10/2009	25	0,00	4,20	0,070	
25/10/2009	26	0,20	4,20	0,070	
25/10/2009	27	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	28	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	29	0,20	3,80	0,063	
25/10/2009	30	0,00	3,80	0,063	
25/10/2009	31	0,00	3,80	0,063	
25/10/2009	32	0,20	5,20	0,087	
25/10/2009	33	0,00	5,20	0,087	
25/10/2009	34	0,00	4,00	0,067	
25/10/2009	35	0,00	3,00	0,050	
25/10/2009	36	0,00	2,40	0,040	
25/10/2009	37	0,00	2,00	0,033	
25/10/2009	38	0,00	1,80	0,030	
25/10/2009	39	0,20	1,80	0,030	
25/10/2009	40	0,00	1,60	0,027	
25/10/2009	41	0,00	1,60	0,027	
25/10/2009	42	0,00	1,60	0,027	
25/10/2009	43	0,00	1,60	0,027	
25/10/2009	44	0,00	2,20	0,037	
25/10/2009	45	0,20	2,20	0,037	
25/10/2009	46	0,20	8,40	0,140	
25/10/2009	47	0,00	7,80	0,130	
25/10/2009	48	0,20	7,80	0,130	
25/10/2009	49	0,20	9,40	0,157	
25/10/2009	50	0,00	6,80	0,113	
25/10/2009	51	0,00	4,40	0,073	

ANEXO

25/10/2009	52	0,40	19,80	0,330	
25/10/2009	53	0,20	19,80	0,330	
25/10/2009	54	0,20	16,20	0,270	
25/10/2009	55	0,40	16,40	0,273	
25/10/2009	56	0,20	16,40	0,273	
25/10/2009	57	0,20	15,60	0,260	
25/10/2009	58	0,00	10,00	0,167	
25/10/2009	59	0,20	12,00	0,200	
25/10/2009	60	0,20	12,00	0,200	
25/10/2009	61	0,20	11,00	0,183	
25/10/2009	62	0,20	11,00	0,183	
25/10/2009	63	0,00	7,00	0,117	
25/10/2009	64	0,20	7,00	0,117	
25/10/2009	65	0,00	5,20	0,087	
25/10/2009	66	0,20	5,60	0,093	
25/10/2009	67	0,00	5,60	0,093	
25/10/2009	68	0,00	5,00	0,083	
25/10/2009	69	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	70	0,20	3,60	0,060	
25/10/2009	71	0,20	7,40	0,123	
25/10/2009	72	0,00	7,40	0,123	
25/10/2009	73	0,20	7,40	0,123	
25/10/2009	74	0,00	6,60	0,110	
25/10/2009	75	0,00	4,60	0,077	
25/10/2009	76	0,20	4,60	0,077	
25/10/2009	77	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	78	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	79	0,00	3,60	0,060	
25/10/2009	80	0,00	2,80	0,047	
25/10/2009	81	0,00	2,40	0,040	
25/10/2009	82	0,00	2,00	0,033	
25/10/2009	83	0,00	1,60	0,027	
25/10/2009	84	0,00	1,40	0,023	
25/10/2009	85	0,00	1,40	0,023	
25/10/2009	86	0,00	1,20	0,020	
25/10/2009	87	0,00	1,00	0,017	
25/10/2009	88	0,00	1,00	0,017	
25/10/2009	89	0,00	1,00	0,017	
25/10/2009	90	0,00	0,80	0,013	
25/10/2009	91	0,00	0,80	0,013	
25/10/2009	92	0,00	0,80	0,013	
					9,740

Hora de inicio: 17:52:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (m3/s)
25/10/2009	1	0,01	0,0001
25/10/2009	2	0,02	0,0003
25/10/2009	3	0,04	0,0022
25/10/2009	4	0,05	0,0039
25/10/2009	5	0,06	0,0064
25/10/2009	6	0,09	0,0188
25/10/2009	7	0,07	0,0096
25/10/2009	8	0,08	0,0138
25/10/2009	9	0,10	0,0250
25/10/2009	10	0,11	0,0322

ANEXO

25/10/2009	11	0,12	0,0406
25/10/2009	12	0,13	0,0502
25/10/2009	13	0,12	0,0406
25/10/2009	14	0,13	0,0502
25/10/2009	15	0,13	0,0502
25/10/2009	16	0,13	0,0502
25/10/2009	17	0,12	0,0406
25/10/2009	18	0,12	0,0406
25/10/2009	19	0,12	0,0406
25/10/2009	20	0,11	0,0322
25/10/2009	21	0,11	0,0322
25/10/2009	22	0,11	0,0322
25/10/2009	23	0,11	0,0322
25/10/2009	24	0,11	0,0322
25/10/2009	25	0,11	0,0322
25/10/2009	26	0,11	0,0322
25/10/2009	27	0,10	0,0250
25/10/2009	28	0,10	0,0250
25/10/2009	29	0,09	0,0188
25/10/2009	30	0,09	0,0188
25/10/2009	31	0,08	0,0138
25/10/2009	32	0,08	0,0138
25/10/2009	33	0,08	0,0138
25/10/2009	34	0,09	0,0188
25/10/2009	35	0,08	0,0138
25/10/2009	36	0,08	0,0138
25/10/2009	37	0,08	0,0138
25/10/2009	38	0,08	0,0138
25/10/2009	39	0,08	0,0138
25/10/2009	40	0,08	0,0138
25/10/2009	41	0,08	0,0138
25/10/2009	42	0,07	0,0096
25/10/2009	43	0,08	0,0138
25/10/2009	44	0,09	0,0188
25/10/2009	45	0,11	0,0322
25/10/2009	46	0,12	0,0406
25/10/2009	47	0,15	0,0736
25/10/2009	48	0,22	0,2044
25/10/2009	49	0,36	0,7599
25/10/2009	50	0,27	0,3528
25/10/2009	51	0,28	0,3888
25/10/2009	52	0,26	0,3190
25/10/2009	53	0,23	0,2301
25/10/2009	54	0,25	0,2874
25/10/2009	55	0,26	0,3190
25/10/2009	56	0,27	0,3528
25/10/2009	57	0,20	0,1585
25/10/2009	58	0,18	0,1197
25/10/2009	59	0,18	0,1197
25/10/2009	60	0,17	0,1028
25/10/2009	61	0,16	0,0874
25/10/2009	62	0,16	0,0874
25/10/2009	63	0,16	0,0874
25/10/2009	64	0,16	0,0874
25/10/2009	65	0,16	0,0874
25/10/2009	66	0,16	0,0874

25/10/2009	67	0,15	0,0736
25/10/2009	68	0,14	0,0612
25/10/2009	69	0,15	0,0736
25/10/2009	70	0,14	0,0612
25/10/2009	71	0,13	0,0502
25/10/2009	72	0,12	0,0406
25/10/2009	73	0,12	0,0406
25/10/2009	74	0,11	0,0322
25/10/2009	75	0,11	0,0322
25/10/2009	76	0,11	0,0322
25/10/2009	77	0,10	0,0250
25/10/2009	78	0,10	0,0250
25/10/2009	79	0,09	0,0188
25/10/2009	80	0,09	0,0188
25/10/2009	81	0,09	0,0188
25/10/2009	82	0,08	0,0138
25/10/2009	83	0,08	0,0138
25/10/2009	84	0,08	0,0138
25/10/2009	85	0,08	0,0138
25/10/2009	86	0,07	0,0096
25/10/2009	87	0,07	0,0096
25/10/2009	88	0,07	0,0096
25/10/2009	89	0,06	0,0064
25/10/2009	90	0,06	0,0064
25/10/2009	91	0,06	0,0064
25/10/2009	92	0,06	0,0064
25/10/2009	93	0,05	0,0039
25/10/2009	94	0,05	0,0039
25/10/2009	95	0,05	0,0039
25/10/2009	96	0,05	0,0039
25/10/2009	97	0,05	0,0039
25/10/2009	98	0,05	0,0039
25/10/2009	99	0,05	0,0039
25/10/2009	100	0,04	0,0022
25/10/2009	101	0,04	0,0022
25/10/2009	102	0,04	0,0022
25/10/2009	103	0,04	0,0022
25/10/2009	104	0,03	0,0010
25/10/2009	105	0,03	0,0010
25/10/2009	106	0,03	0,0010
25/10/2009	107	0,03	0,0010
25/10/2009	108	0,03	0,0010
25/10/2009	109	0,03	0,0010
25/10/2009	110	0,03	0,0010
25/10/2009	111	0,03	0,0010
25/10/2009	112	0,03	0,0010
25/10/2009	113	0,02	0,0003
25/10/2009	114	0,02	0,0003
25/10/2009	115	0,02	0,0003
25/10/2009	116	0,02	0,0003
25/10/2009	117	0,03	0,0010
25/10/2009	118	0,03	0,0010
25/10/2009	119	0,03	0,0010
25/10/2009	120	0,03	0,0010
25/10/2009	121	0,02	0,0003
25/10/2009	122	0,02	0,0003

ANEXO

25/10/2009	123	0,02	0,0003
25/10/2009	124	0,02	0,0003
25/10/2009	125	0,02	0,0003
25/10/2009	126	0,02	0,0003
25/10/2009	127	0,02	0,0003
25/10/2009	128	0,02	0,0003
25/10/2009	129	0,02	0,0003
25/10/2009	130	0,02	0,0003
25/10/2009	131	0,02	0,0003
25/10/2009	132	0,02	0,0003
25/10/2009	133	0,02	0,0003
25/10/2009	134	0,02	0,0003
25/10/2009	135	0,01	0,0001

Hora de inicio: 16:23:00

Día	t (min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitacion 1 (mm)	Precipitacion1 Acumulada (mm)
28/11/2009	1	0,2	0	0,000	
28/11/2009	2	0	0	0,000	
28/11/2009	3	0	0	0,000	
28/11/2009	4	0	3,4	0,057	
28/11/2009	5	0,2	3,4	0,057	
28/11/2009	6	0,2	6,8	0,113	
28/11/2009	7	0	6,8	0,113	
28/11/2009	8	0	5,4	0,090	
28/11/2009	9	0,2	5,4	0,090	
28/11/2009	10	0	5,8	0,097	
28/11/2009	11	0,2	5,8	0,097	
28/11/2009	12	0	6	0,100	
28/11/2009	13	0,2	6	0,100	
28/11/2009	14	0	5,8	0,097	
28/11/2009	15	0,2	15,2	0,253	
28/11/2009	16	0,2	15,2	0,253	
28/11/2009	17	0,2	11	0,183	
28/11/2009	18	0	5,4	0,090	
28/11/2009	19	0,2	5,4	0,090	
28/11/2009	20	0	5	0,083	
28/11/2009	21	0	4,4	0,073	
28/11/2009	22	0	3,2	0,053	
28/11/2009	23	0	2,6	0,043	
28/11/2009	24	0,2	2,6	0,043	
28/11/2009	25	0	2,2	0,037	
28/11/2009	26	0	2,2	0,037	
28/11/2009	27	0	2,2	0,037	
28/11/2009	28	0	2,2	0,037	
28/11/2009	29	0	2,2	0,037	
28/11/2009	30	0	1,8	0,030	
28/11/2009	31	0,2	1,8	0,030	
28/11/2009	32	0	1,8	0,030	
28/11/2009	33	0	1,8	0,030	
28/11/2009	34	0	1,8	0,030	
28/11/2009	35	0	1,8	0,030	
28/11/2009	36	0	1,8	0,030	

ANEXO

28/11/2009	37	0	1,8	0,030	
28/11/2009	38	0	1,6	0,027	
28/11/2009	39	0	1,4	0,023	
28/11/2009	40	0	1,2	0,020	
28/11/2009	41	0	1,2	0,020	
28/11/2009	42	0	1	0,017	
28/11/2009	43	0	1	0,017	
28/11/2009	44	0	1	0,017	
28/11/2009	45	0	0,8	0,013	
28/11/2009	46	0	0,8	0,013	
28/11/2009	47	0	0,8	0,013	
					2,780

Hora de inicio: 16:28:00

Día	t (min)	y (m)	Q(l/s)
28/11/2009	1	0,02	0,341
28/11/2009	2	0,02	0,341
28/11/2009	3	0,02	0,341
28/11/2009	4	0,02	0,341
28/11/2009	5	0,03	1,007
28/11/2009	6	0,05	3,931
28/11/2009	7	0,05	3,931
28/11/2009	8	0,06	6,392
28/11/2009	9	0,07	9,642
28/11/2009	10	0,09	18,847
28/11/2009	11	0,05	3,931
28/11/2009	12	0,05	3,931
28/11/2009	13	0,08	13,767
28/11/2009	14	0,06	6,392
28/11/2009	15	0,05	3,931
28/11/2009	16	0,06	6,392
28/11/2009	17	0,06	6,392
28/11/2009	18	0,06	6,392
28/11/2009	19	0,07	9,642
28/11/2009	20	0,07	9,642
28/11/2009	21	0,06	6,392
28/11/2009	22	0,06	6,392
28/11/2009	23	0,06	6,392
28/11/2009	24	0,06	6,392
28/11/2009	25	0,06	6,392
28/11/2009	26	0,05	3,931
28/11/2009	27	0,06	6,392
28/11/2009	28	0,05	3,931
28/11/2009	29	0,05	3,931
28/11/2009	30	0,05	3,931
28/11/2009	31	0,05	3,931
28/11/2009	32	0,05	3,931
28/11/2009	33	0,05	3,931
28/11/2009	34	0,04	2,168
28/11/2009	35	0,04	2,168
28/11/2009	36	0,04	2,168
28/11/2009	37	0,03	1,007
28/11/2009	38	0,03	1,007
28/11/2009	39	0,03	1,007
28/11/2009	40	0,03	1,007

ANEXO

28/11/2009	41	0,03	1,007
28/11/2009	42	0,03	1,007
28/11/2009	43	0,03	1,007
28/11/2009	44	0,03	1,007

Hora de inicio: 14:03:00

Día	t (min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulada (mm)
03/12/2009	1	0,2	0	0,000	
03/12/2009	2	0	0	0,000	
03/12/2009	3	0,2	6,4	0,107	
03/12/2009	4	0,2	10	0,167	
03/12/2009	5	0,2	10,2	0,170	
03/12/2009	6	0,2	10,8	0,180	
03/12/2009	7	0,2	13,4	0,223	
03/12/2009	8	0,2	18,8	0,313	
03/12/2009	9	0,4	20,8	0,347	
03/12/2009	10	0,2	20,8	0,347	
03/12/2009	11	0,4	18,4	0,307	
03/12/2009	12	0,2	18,4	0,307	
03/12/2009	13	0,2	18,2	0,303	
03/12/2009	14	0,2	12,4	0,207	
03/12/2009	15	0,2	12	0,200	
03/12/2009	16	0	7	0,117	
03/12/2009	17	0,2	7	0,117	
03/12/2009	18	0	6,2	0,103	
03/12/2009	19	0	4,2	0,070	
03/12/2009	20	0	3,2	0,053	
03/12/2009	21	0	2,6	0,043	
03/12/2009	22	0	2	0,033	
03/12/2009	23	0	1,8	0,030	
03/12/2009	24	0	1,6	0,027	
03/12/2009	25	0	1,4	0,023	
03/12/2009	26	0	1,2	0,020	
03/12/2009	27	0	1,2	0,020	
03/12/2009	28	0	1	0,017	
03/12/2009	29	0	1	0,017	
03/12/2009	30	0	0,8	0,013	
03/12/2009	31	0	0,8	0,013	
03/12/2009	32	0	0,8	0,013	
03/12/2009	33	0,2	0,8	0,013	
03/12/2009	34	0	0,8	0,013	
03/12/2009	35	0	0,8	0,013	
03/12/2009	36	0	0,8	0,013	
03/12/2009	37	0	0,8	0,013	
03/12/2009	38	0	0,8	0,013	
03/12/2009	39	0	0,8	0,013	
03/12/2009	40	0	0,8	0,013	
03/12/2009	41	0	0,8	0,013	
03/12/2009	42	0	0,8	0,013	
03/12/2009	43	0	0,8	0,013	
03/12/2009	44	0	0,8	0,013	
03/12/2009	45	0	0,8	0,013	
03/12/2009	46	0	0,8	0,013	

ANEXO

03/12/2009	47	0	0,8	0,013	
03/12/2009	48	0	0,8	0,013	
03/12/2009	49	0	0,8	0,013	4,133

Hora de inicio: 14:05:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (l/s)
03/12/2009	1	0,02	0,000
03/12/2009	2	0,03	1,007
03/12/2009	3	0,03	1,007
03/12/2009	4	0,05	3,931
03/12/2009	5	0,06	6,392
03/12/2009	6	0,06	6,392
03/12/2009	7	0,07	9,642
03/12/2009	8	0,08	13,767
03/12/2009	9	0,09	18,847
03/12/2009	10	0,1	24,961
03/12/2009	11	0,1	24,961
03/12/2009	12	0,1	24,961
03/12/2009	13	0,11	32,184
03/12/2009	14	0,12	40,589
03/12/2009	15	0,12	40,589
03/12/2009	16	0,12	40,589
03/12/2009	17	0,12	40,589
03/12/2009	18	0,11	32,184
03/12/2009	19	0,11	32,184
03/12/2009	20	0,1	24,961
03/12/2009	21	0,1	24,961
03/12/2009	22	0,1	24,961
03/12/2009	23	0,1	24,961
03/12/2009	24	0,09	18,847
03/12/2009	25	0,1	24,961
03/12/2009	26	0,09	18,847
03/12/2009	27	0,09	18,847
03/12/2009	28	0,08	13,767
03/12/2009	29	0,08	13,767
03/12/2009	30	0,07	9,642
03/12/2009	31	0,07	9,642
03/12/2009	32	0,07	9,642
03/12/2009	33	0,06	6,392
03/12/2009	34	0,06	6,392
03/12/2009	35	0,06	6,392
03/12/2009	36	0,06	6,392
03/12/2009	37	0,06	6,392
03/12/2009	38	0,05	3,931
03/12/2009	39	0,05	3,931
03/12/2009	40	0,05	3,931
03/12/2009	41	0,05	3,931
03/12/2009	42	0,05	3,931
03/12/2009	43	0,05	3,931
03/12/2009	44	0,05	3,931
03/12/2009	45	0,04	2,168
03/12/2009	46	0,04	2,168
03/12/2009	47	0,04	2,168

ANEXO

03/12/2009	48	0,04	2,168
03/12/2009	49	0,03	1,007
03/12/2009	50	0,03	1,007
03/12/2009	51	0,03	1,007
03/12/2009	52	0,03	1,007
03/12/2009	53	0,03	1,007
03/12/2009	54	0,02	0,341
03/12/2009	55	0,02	0,341
03/12/2009	56	0,02	0,341
03/12/2009	57	0,02	0,341
03/12/2009	58	0,02	0,341
03/12/2009	59	0,02	0,341
03/12/2009	60	0,02	0,341
03/12/2009	61	0,02	0,341
03/12/2009	62	0,02	0,341
03/12/2009	63	0,01	0,054
03/12/2009	64	0,02	0,341
03/12/2009	65	0,02	0,341
03/12/2009	66	0,01	0,054
03/12/2009	67	0,01	0,054
03/12/2009	68	0,01	0,054
03/12/2009	69	0,01	0,054
03/12/2009	70	0,01	0,054
03/12/2009	71	0,01	0,054
03/12/2009	72	0,01	0,054
03/12/2009	73	0,01	0,054
03/12/2009	74	0,01	0,054
03/12/2009	75	0,01	0,054

Hora de inicio: 18:32:00

Día	t (min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulada (mm)
07/12/2009	1,00	0,2	0	0,000	
07/12/2009	2,00	0	0	0,000	
07/12/2009	3,00	0	0	0,000	
07/12/2009	4,00	0	0	0,000	
07/12/2009	5,00	0,2	3,2	0,053	
07/12/2009	6,00	0	3,2	0,053	
07/12/2009	7,00	0	3,2	0,053	
07/12/2009	8,00	0,4	20,2	0,337	
07/12/2009	9,00	0,4	35,6	0,593	
07/12/2009	10,00	1	61	1,017	
07/12/2009	11,00	0,6	61	1,017	
07/12/2009	12,00	0,2	38,8	0,647	
07/12/2009	13,00	0,4	22,4	0,373	
07/12/2009	14,00	0,4	26	0,433	
07/12/2009	15,00	0,2	25,4	0,423	
07/12/2009	16,00	0,4	17,6	0,293	
07/12/2009	17,00	0,2	17,6	0,293	
07/12/2009	18,00	0,2	18,4	0,307	
07/12/2009	19,00	0,2	16,4	0,273	
07/12/2009	20,00	0,2	10,6	0,177	
07/12/2009	21,00	0	10,6	0,177	
07/12/2009	22,00	0,2	10,6	0,177	

07/12/2009	23,00	0	8,6	0,143	
07/12/2009	24,00	0,2	8,6	0,143	
07/12/2009	25,00	0	5,6	0,093	
07/12/2009	26,00	0,2	5,6	0,093	
07/12/2009	27,00	0	5,6	0,093	
07/12/2009	28,00	0	4,2	0,070	
07/12/2009	29,00	0,2	4,2	0,070	
07/12/2009	30,00	0	4,2	0,070	
07/12/2009	31,00	0	3,8	0,063	
07/12/2009	32,00	0	2,8	0,047	
07/12/2009	33,00	0,2	2,8	0,047	
07/12/2009	34,00	0	2,4	0,040	
07/12/2009	35,00	0	2,4	0,040	
07/12/2009	36,00	0	2,4	0,040	
07/12/2009	37,00	0,2	3,6	0,060	
07/12/2009	38,00	0	3,6	0,060	
07/12/2009	39,00	0	3,6	0,060	
07/12/2009	40,00	0	3,2	0,053	
07/12/2009	41,00	0	2,6	0,043	
07/12/2009	42,00	0	2	0,033	
07/12/2009	43,00	0	1,8	0,030	
07/12/2009	44,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	45,00	0,2	1,6	0,027	
07/12/2009	46,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	47,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	48,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	49,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	50,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	51,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	52,00	0	1,6	0,027	
07/12/2009	53,00	0	1,4	0,023	
07/12/2009	54,00	0	1,2	0,020	
07/12/2009	55,00	0	1,2	0,020	
07/12/2009	56,00	0	1	0,017	
07/12/2009	57,00	0	1	0,017	
07/12/2009	58,00	0	0,8	0,013	
07/12/2009	59,00	0	0,8	0,013	
07/12/2009	60,00	0	0,8	0,013	
07/12/2009	61,00	0	0,8	0,013	8,480

Hora de inicio: 18:44:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (l/s)
07/12/2009	1,00	0	0,000
07/12/2009	2,00	0,16	87,414
07/12/2009	3,00	0,16	87,414
07/12/2009	4,00	0,15	73,593
07/12/2009	5,00	0,16	87,414
07/12/2009	6,00	0,19	138,231
07/12/2009	7,00	0,19	138,231
07/12/2009	8,00	0,19	138,231
07/12/2009	9,00	0,18	119,671
07/12/2009	10,00	0,17	102,752
07/12/2009	11,00	0,16	87,414
07/12/2009	12,00	0,16	87,414

07/12/2009	13,00	0,16	87,414
07/12/2009	14,00	0,16	87,414
07/12/2009	15,00	0,16	87,414
07/12/2009	16,00	0,15	73,593
07/12/2009	17,00	0,14	61,226
07/12/2009	18,00	0,14	61,226
07/12/2009	19,00	0,13	50,247
07/12/2009	20,00	0,13	50,247
07/12/2009	21,00	0,12	40,589
07/12/2009	22,00	0,12	40,589
07/12/2009	23,00	0,12	40,589
07/12/2009	24,00	0,11	32,184
07/12/2009	25,00	0,11	32,184
07/12/2009	26,00	0,11	32,184
07/12/2009	27,00	0,1	24,961
07/12/2009	28,00	0,1	24,961
07/12/2009	29,00	0,1	24,961
07/12/2009	30,00	0,09	18,847
07/12/2009	31,00	0,09	18,847
07/12/2009	32,00	0,09	18,847
07/12/2009	33,00	0,09	18,847
07/12/2009	34,00	0,08	13,767
07/12/2009	35,00	0,08	13,767
07/12/2009	36,00	0,08	13,767
07/12/2009	37,00	0,08	13,767
07/12/2009	38,00	0,08	13,767
07/12/2009	39,00	0,08	13,767
07/12/2009	40,00	0,08	13,767
07/12/2009	41,00	0,08	13,767
07/12/2009	42,00	0,07	9,642
07/12/2009	43,00	0,07	9,642
07/12/2009	44,00	0,07	9,642
07/12/2009	45,00	0,07	9,642
07/12/2009	46,00	0,07	9,642
07/12/2009	47,00	0,06	6,392
07/12/2009	48,00	0,07	9,642
07/12/2009	49,00	0,07	9,642
07/12/2009	50,00	0,05	3,931
07/12/2009	51,00	0,05	3,931
07/12/2009	52,00	0,05	3,931
07/12/2009	53,00	0,05	3,931
07/12/2009	54,00	0,05	3,931
07/12/2009	55,00	0,05	3,931
07/12/2009	56,00	0,05	3,931
07/12/2009	57,00	0,05	3,931
07/12/2009	58,00	0,04	2,168
07/12/2009	59,00	0,04	2,168
07/12/2009	60,00	0,04	2,168
07/12/2009	61,00	0,04	2,168
07/12/2009	62,00	0,04	2,168
07/12/2009	63,00	0,04	2,168
07/12/2009	64,00	0,04	2,168
07/12/2009	65,00	0,04	2,168
07/12/2009	66,00	0,04	2,168
07/12/2009	67,00	0,04	2,168
07/12/2009	68,00	0,03	1,007
07/12/2009	69,00	0,03	1,007

ANEXO

07/12/2009	70,00	0,03	1,007
07/12/2009	71,00	0,03	1,007
07/12/2009	72,00	0,03	1,007
07/12/2009	73,00	0,03	1,007
07/12/2009	74,00	0,03	1,007
07/12/2009	75,00	0,03	1,007
07/12/2009	76,00	0,03	1,007
07/12/2009	77,00	0,03	1,007
07/12/2009	78,00	0,03	1,007
07/12/2009	79,00	0,03	1,007
07/12/2009	80,00	0,03	1,007
07/12/2009	81,00	0,03	1,007
07/12/2009	82,00	0,03	1,007
07/12/2009	83,00	0,03	1,007
07/12/2009	84,00	0,02	0,341
07/12/2009	85,00	0,02	0,341
07/12/2009	86,00	0,02	0,341
07/12/2009	87,00	0,02	0,341
07/12/2009	88,00	0,02	0,341
07/12/2009	89,00	0,02	0,341
07/12/2009	90,00	0,02	0,341
07/12/2009	91,00	0,02	0,341
07/12/2009	92,00	0,02	0,341
07/12/2009	93,00	0,02	0,341
07/12/2009	94,00	0,02	0,341
07/12/2009	95,00	0,02	0,341
07/12/2009	96,00	0,02	0,341
07/12/2009	97,00	0,02	0,341
07/12/2009	98,00	0,02	0,341
07/12/2009	99,00	0,02	0,341
07/12/2009	100,00	0,02	0,341
07/12/2009	101,00	0,02	0,341
07/12/2009	102,00	0,02	0,341
07/12/2009	103,00	0,02	0,341
07/12/2009	104,00	0,02	0,341
07/12/2009	105,00	0,02	0,341
07/12/2009	106,00	0,02	0,341
07/12/2009	107,00	0,02	0,341
07/12/2009	108,00	0,02	0,341
07/12/2009	109,00	0,02	0,341
07/12/2009	110,00	0,02	0,341
07/12/2009	111,00	0,02	0,341
07/12/2009	112,00	0,02	0,341
07/12/2009	113,00	0,02	0,341
07/12/2009	114,00	0,02	0,341
07/12/2009	115,00	0,02	0,341
07/12/2009	116,00	0,02	0,341
07/12/2009	117,00	0,02	0,341
07/12/2009	118,00	0,02	0,341
07/12/2009	119,00	0,02	0,341
07/12/2009	120,00	0,02	0,341
07/12/2009	121,00	0,02	0,341
07/12/2009	122,00	0,02	0,341
07/12/2009	123,00	0,02	0,341
07/12/2009	124,00	0,01	0,054
07/12/2009	125,00	0,01	0,054
07/12/2009	126,00	0,01	0,054

ANEXO

07/12/2009	127,00	0,01	0,054
07/12/2009	128,00	0,01	0,054
07/12/2009	129,00	0,01	0,054
07/12/2009	130,00	0,01	0,054
07/12/2009	131,00	0,01	0,054
07/12/2009	132,00	0,01	0,054
07/12/2009	133,00	0,01	0,054

Hora de inicio: 17:42:00

Día	t (min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulada (mm)
13/12/2009	1	0,20	0,00	0,000	
13/12/2009	2	0,20	7,80	0,130	
13/12/2009	3	0,00	7,80	0,130	
13/12/2009	4	0,00	5,40	0,090	
13/12/2009	5	0,00	3,80	0,063	
13/12/2009	6	0,00	2,80	0,047	
13/12/2009	7	0,20	2,80	0,047	
13/12/2009	8	0,00	2,60	0,043	
13/12/2009	9	0,20	5,00	0,083	
13/12/2009	10	0,00	5,00	0,083	
13/12/2009	11	0,20	7,20	0,120	
13/12/2009	12	0,20	15,40	0,257	
13/12/2009	13	0,40	18,80	0,313	
13/12/2009	14	0,20	18,80	0,313	
13/12/2009	15	0,20	21,40	0,357	
13/12/2009	16	0,40	21,40	0,357	
13/12/2009	17	0,00	8,40	0,140	
13/12/2009	18	0,20	8,40	0,140	
13/12/2009	19	0,20	8,80	0,147	
13/12/2009	20	0,00	7,80	0,130	
13/12/2009	21	0,20	7,80	0,130	
13/12/2009	22	0,00	6,80	0,113	
13/12/2009	23	0,20	6,80	0,113	
13/12/2009	24	0,00	6,00	0,100	
13/12/2009	25	0,00	4,20	0,070	
13/12/2009	26	0,20	4,20	0,070	
13/12/2009	27	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	28	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	29	0,20	3,80	0,063	
13/12/2009	30	0,00	3,80	0,063	
13/12/2009	31	0,00	3,80	0,063	
13/12/2009	32	0,20	5,20	0,087	
13/12/2009	33	0,00	5,20	0,087	
13/12/2009	34	0,00	4,00	0,067	
13/12/2009	35	0,00	3,00	0,050	
13/12/2009	36	0,00	2,40	0,040	
13/12/2009	37	0,00	2,00	0,033	
13/12/2009	38	0,00	1,80	0,030	
13/12/2009	39	0,20	1,80	0,030	
13/12/2009	40	0,00	1,60	0,027	
13/12/2009	41	0,00	1,60	0,027	
13/12/2009	42	0,00	1,60	0,027	
13/12/2009	43	0,00	1,60	0,027	

ANEXO

13/12/2009	44	0,00	2,20	0,037	
13/12/2009	45	0,20	2,20	0,037	
13/12/2009	46	0,20	8,40	0,140	
13/12/2009	47	0,00	7,80	0,130	
13/12/2009	48	0,20	7,80	0,130	
13/12/2009	49	0,20	9,40	0,157	
13/12/2009	50	0,00	6,80	0,113	
13/12/2009	51	0,00	4,40	0,073	
13/12/2009	52	0,40	19,80	0,330	
13/12/2009	53	0,20	19,80	0,330	
13/12/2009	54	0,20	16,20	0,270	
13/12/2009	55	0,40	16,40	0,273	
13/12/2009	56	0,20	16,40	0,273	
13/12/2009	57	0,20	15,60	0,260	
13/12/2009	58	0,00	10,00	0,167	
13/12/2009	59	0,20	12,00	0,200	
13/12/2009	60	0,20	12,00	0,200	
13/12/2009	61	0,20	11,00	0,183	
13/12/2009	62	0,20	11,00	0,183	
13/12/2009	63	0,00	7,00	0,117	
13/12/2009	64	0,20	7,00	0,117	
13/12/2009	65	0,00	5,20	0,087	
13/12/2009	66	0,20	5,60	0,093	
13/12/2009	67	0,00	5,60	0,093	
13/12/2009	68	0,00	5,00	0,083	
13/12/2009	69	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	70	0,20	3,60	0,060	
13/12/2009	71	0,20	7,40	0,123	
13/12/2009	72	0,00	7,40	0,123	
13/12/2009	73	0,20	7,40	0,123	
13/12/2009	74	0,00	6,60	0,110	
13/12/2009	75	0,00	4,60	0,077	
13/12/2009	76	0,20	4,60	0,077	
13/12/2009	77	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	78	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	79	0,00	3,60	0,060	
13/12/2009	80	0,00	2,80	0,047	
13/12/2009	81	0,00	2,40	0,040	
13/12/2009	82	0,00	2,00	0,033	
13/12/2009	83	0,00	1,60	0,027	
13/12/2009	84	0,00	1,40	0,023	
13/12/2009	85	0,00	1,40	0,023	
13/12/2009	86	0,00	1,20	0,020	
13/12/2009	87	0,00	1,00	0,017	
13/12/2009	88	0,00	1,00	0,017	
13/12/2009	89	0,00	1,00	0,017	
13/12/2009	90	0,00	0,80	0,013	
13/12/2009	91	0,00	0,80	0,013	
13/12/2009	92	0,00	0,80	0,013	9,740

ANEXO

Hora de inicio: 17:52:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (l/s)
13/12/2009	1	0,02	0,341
13/12/2009	2	0,03	1,007
13/12/2009	3	0,05	3,931
13/12/2009	4	0,09	18,847
13/12/2009	5	0,09	18,847
13/12/2009	6	0,08	13,767
13/12/2009	7	0,21	180,515
13/12/2009	8	0,16	87,414
13/12/2009	9	0,14	61,226
13/12/2009	10	0,14	61,226
13/12/2009	11	0,14	61,226
13/12/2009	12	0,16	87,414
13/12/2009	13	0,16	87,414
13/12/2009	14	0,16	87,414
13/12/2009	15	0,13	50,247
13/12/2009	16	0,13	50,247
13/12/2009	17	0,13	50,247
13/12/2009	18	0,13	50,247
13/12/2009	19	0,15	73,593
13/12/2009	20	0,15	73,593
13/12/2009	21	0,15	73,593
13/12/2009	22	0,15	73,593
13/12/2009	23	0,18	119,671
13/12/2009	24	0,18	119,671
13/12/2009	25	0,2	158,492
13/12/2009	26	0,2	158,492
13/12/2009	27	0,2	158,492
13/12/2009	28	0,19	138,231
13/12/2009	29	0,19	138,231
13/12/2009	30	0,19	138,231
13/12/2009	31	0,19	138,231
13/12/2009	32	0,18	119,671
13/12/2009	33	0,18	119,671
13/12/2009	34	0,17	102,752
13/12/2009	35	0,17	102,752
13/12/2009	36	0,17	102,752
13/12/2009	37	0,17	102,752
13/12/2009	38	0,17	102,752
13/12/2009	39	0,16	87,414
13/12/2009	40	0,16	87,414
13/12/2009	41	0,16	87,414
13/12/2009	42	0,15	73,593
13/12/2009	43	0,15	73,593
13/12/2009	44	0,15	73,593
13/12/2009	45	0,13	50,247
13/12/2009	46	0,13	50,247
13/12/2009	47	0,12	40,589
13/12/2009	48	0,13	50,247
13/12/2009	49	0,13	50,247
13/12/2009	50	0,15	73,593
13/12/2009	51	0,16	87,414
13/12/2009	52	0,17	102,752

ANEXO

13/12/2009	53	0,18	119,671
13/12/2009	54	0,19	138,231
13/12/2009	55	0,19	138,231
13/12/2009	56	0,19	138,231
13/12/2009	57	0,19	138,231
13/12/2009	58	0,19	138,231
13/12/2009	59	0,18	119,671
13/12/2009	60	0,19	138,231
13/12/2009	61	0,19	138,231
13/12/2009	62	0,18	119,671
13/12/2009	63	0,17	102,752
13/12/2009	64	0,17	102,752
13/12/2009	65	0,17	102,752
13/12/2009	66	0,17	102,752
13/12/2009	67	0,16	87,414
13/12/2009	68	0,16	87,414
13/12/2009	69	0,14	61,226
13/12/2009	70	0,15	73,593
13/12/2009	71	0,14	61,226
13/12/2009	72	0,12	40,589
13/12/2009	73	0,12	40,589
13/12/2009	74	0,12	40,589
13/12/2009	75	0,12	40,589
13/12/2009	76	0,11	32,184
13/12/2009	77	0,11	32,184
13/12/2009	78	0,11	32,184
13/12/2009	79	0,1	24,961
13/12/2009	80	0,1	24,961
13/12/2009	81	0,1	24,961
13/12/2009	82	0,09	18,847
13/12/2009	83	0,09	18,847
13/12/2009	84	0,09	18,847
13/12/2009	85	0,09	18,847
13/12/2009	86	0,09	18,847
13/12/2009	87	0,09	18,847
13/12/2009	88	0,09	18,847
13/12/2009	89	0,09	18,847
13/12/2009	90	0,08	13,767
13/12/2009	91	0,08	13,767
13/12/2009	92	0,08	13,767
13/12/2009	93	0,09	18,847
13/12/2009	94	0,08	13,767
13/12/2009	95	0,08	13,767
13/12/2009	96	0,08	13,767
13/12/2009	97	0,08	13,767
13/12/2009	98	0,08	13,767
13/12/2009	99	0,08	13,767
13/12/2009	100	0,08	13,767
13/12/2009	101	0,08	13,767
13/12/2009	102	0,07	9,642
13/12/2009	103	0,07	9,642
13/12/2009	104	0,07	9,642
13/12/2009	105	0,07	9,642
13/12/2009	106	0,07	9,642
13/12/2009	107	0,07	9,642
13/12/2009	108	0,07	9,642
13/12/2009	109	0,07	9,642

13/12/2009	110	0,07	9,642
13/12/2009	111	0,07	9,642
13/12/2009	112	0,07	9,642
13/12/2009	113	0,07	9,642
13/12/2009	114	0,07	9,642
13/12/2009	115	0,07	9,642
13/12/2009	116	0,07	9,642
13/12/2009	117	0,07	9,642
13/12/2009	118	0,07	9,642
13/12/2009	119	0,07	9,642
13/12/2009	120	0,07	9,642
13/12/2009	121	0,07	9,642
13/12/2009	122	0,07	9,642
13/12/2009	123	0,07	9,642
13/12/2009	124	0,07	9,642
13/12/2009	125	0,07	9,642
13/12/2009	126	0,07	9,642
13/12/2009	127	0,07	9,642
13/12/2009	128	0,07	9,642
13/12/2009	129	0,07	9,642
13/12/2009	130	0,07	9,642
13/12/2009	131	0,07	9,642
13/12/2009	132	0,07	9,642
13/12/2009	133	0,07	9,642
13/12/2009	134	0,08	13,767
13/12/2009	135	0,07	9,642
13/12/2009	136	0,07	9,642
13/12/2009	137	0,08	13,767
13/12/2009	138	0,08	13,767
13/12/2009	139	0,08	13,767
13/12/2009	140	0,08	13,767
13/12/2009	141	0,08	13,767
13/12/2009	142	0,08	13,767
13/12/2009	143	0,09	18,847
13/12/2009	144	0,09	18,847
13/12/2009	145	0,09	18,847
13/12/2009	146	0,09	18,847
13/12/2009	147	0,1	24,961
13/12/2009	148	0,1	24,961
13/12/2009	149	0,1	24,961
13/12/2009	150	0,1	24,961
13/12/2009	151	0,1	24,961
13/12/2009	152	0,1	24,961
13/12/2009	153	0,1	24,961
13/12/2009	154	0,1	24,961
13/12/2009	155	0,1	24,961
13/12/2009	156	0,1	24,961
13/12/2009	157	0,1	24,961
13/12/2009	158	0,1	24,961
13/12/2009	159	0,1	24,961
13/12/2009	160	0,1	24,961
13/12/2009	161	0,1	24,961
13/12/2009	162	0,1	24,961
13/12/2009	163	0,1	24,961
13/12/2009	164	0,1	24,961
13/12/2009	165	0,11	32,184
13/12/2009	166	0,11	32,184

ANEXO

13/12/2009	167	0,11	32,184
13/12/2009	168	0,11	32,184
13/12/2009	169	0,11	32,184
13/12/2009	170	0,12	40,589
13/12/2009	171	0,12	40,589
13/12/2009	172	0,12	40,589
13/12/2009	173	0,12	40,589
13/12/2009	174	0,12	40,589
13/12/2009	175	0,12	40,589
13/12/2009	176	0,12	40,589
13/12/2009	177	0,12	40,589
13/12/2009	178	0,12	40,589
13/12/2009	179	0,12	40,589
13/12/2009	180	0,12	40,589
13/12/2009	181	0,12	40,589
13/12/2009	182	0,13	50,247
13/12/2009	183	0,13	50,247
13/12/2009	184	0,13	50,247
13/12/2009	185	0,13	50,247
13/12/2009	186	0,13	50,247
13/12/2009	187	0,13	50,247
13/12/2009	188	0,13	50,247
13/12/2009	189	0,12	40,589
13/12/2009	190	0,12	40,589
13/12/2009	191	0,12	40,589
13/12/2009	192	0,12	40,589
13/12/2009	193	0,12	40,589
13/12/2009	194	0,12	40,589
13/12/2009	195	0,12	40,589
13/12/2009	196	0,12	40,589
13/12/2009	197	0,11	32,184
13/12/2009	198	0,11	32,184
13/12/2009	199	0,11	32,184
13/12/2009	200	0,11	32,184
13/12/2009	201	0,1	24,961
13/12/2009	202	0,1	24,961
13/12/2009	203	0,1	24,961
13/12/2009	204	0,1	24,961
13/12/2009	205	0,09	18,847
13/12/2009	206	0,09	18,847
13/12/2009	207	0,09	18,847
13/12/2009	208	0,09	18,847
13/12/2009	209	0,08	13,767
13/12/2009	210	0,08	13,767
13/12/2009	211	0,08	13,767
13/12/2009	212	0,08	13,767
13/12/2009	213	0,08	13,767
13/12/2009	214	0,08	13,767
13/12/2009	215	0,07	9,642
13/12/2009	216	0,08	13,767
13/12/2009	217	0,07	9,642
13/12/2009	218	0,07	9,642
13/12/2009	219	0,07	9,642
13/12/2009	220	0,07	9,642
13/12/2009	221	0,07	9,642
13/12/2009	222	0,07	9,642
13/12/2009	223	0,06	6,392

ANEXO

13/12/2009	224	0,06	6,392
13/12/2009	225	0,06	6,392
13/12/2009	226	0,06	6,392
13/12/2009	227	0,06	6,392
13/12/2009	228	0,06	6,392
13/12/2009	229	0,05	3,931
13/12/2009	230	0,05	3,931
13/12/2009	231	0,05	3,931
13/12/2009	232	0,05	3,931
13/12/2009	233	0,05	3,931
13/12/2009	234	0,05	3,931
13/12/2009	235	0,05	3,931
13/12/2009	236	0,04	2,168
13/12/2009	237	0,04	2,168
13/12/2009	238	0,04	2,168
13/12/2009	239	0,04	2,168
13/12/2009	240	0,04	2,168
13/12/2009	241	0,04	2,168
13/12/2009	242	0,04	2,168
13/12/2009	243	0,04	2,168
13/12/2009	244	0,04	2,168
13/12/2009	245	0,04	2,168
13/12/2009	246	0,04	2,168
13/12/2009	247	0,04	2,168
13/12/2009	248	0,03	1,007
13/12/2009	249	0,03	1,007
13/12/2009	250	0,03	1,007
13/12/2009	251	0,03	1,007
13/12/2009	252	0,03	1,007
13/12/2009	253	0,03	1,007
13/12/2009	254	0,03	1,007
13/12/2009	255	0,03	1,007
13/12/2009	256	0,03	1,007
13/12/2009	257	0,03	1,007
13/12/2009	258	0,03	1,007
13/12/2009	259	0,03	1,007
13/12/2009	260	0,03	1,007
13/12/2009	261	0,03	1,007
13/12/2009	262	0,03	1,007
13/12/2009	263	0,02	0,341
13/12/2009	264	0,03	1,007
13/12/2009	265	0,03	1,007
13/12/2009	266	0,02	0,341
13/12/2009	267	0,03	1,007
13/12/2009	268	0,02	0,341
13/12/2009	269	0,02	0,341
13/12/2009	270	0,02	0,341
13/12/2009	271	0,02	0,341
13/12/2009	272	0,02	0,341
13/12/2009	273	0,02	0,341
13/12/2009	274	0,02	0,341
13/12/2009	275	0,02	0,341
13/12/2009	276	0,02	0,341
13/12/2009	277	0,02	0,341
13/12/2009	278	0,02	0,341
13/12/2009	279	0,02	0,341
13/12/2009	280	0,02	0,341

ANEXO

13/12/2009	281	0,02	0,341
13/12/2009	282	0,02	0,341
13/12/2009	283	0,02	0,341
13/12/2009	284	0,02	0,341
13/12/2009	285	0,02	0,341
13/12/2009	286	0,02	0,341
13/12/2009	287	0,02	0,341
13/12/2009	288	0,02	0,341
13/12/2009	289	0,02	0,341
13/12/2009	290	0,02	0,341
13/12/2009	291	0,02	0,341
13/12/2009	292	0,02	0,341
13/12/2009	293	0,02	0,341
13/12/2009	294	0,02	0,341
13/12/2009	295	0,02	0,341
13/12/2009	296	0,02	0,341
13/12/2009	297	0,01	0,054
13/12/2009	298	0,02	0,341
13/12/2009	299	0,02	0,341
13/12/2009	300	0,01	0,054
13/12/2009	301	0,01	0,054
13/12/2009	302	0,01	0,054
13/12/2009	303	0,01	0,054
13/12/2009	304	0,01	0,054
13/12/2009	305	0,01	0,054
13/12/2009	306	0,02	0,341
13/12/2009	307	0,01	0,054
13/12/2009	308	0,01	0,054
13/12/2009	309	0,01	0,054
13/12/2009	310	0,01	0,054
13/12/2009	311	0,01	0,054
13/12/2009	312	0,01	0,054
13/12/2009	313	0,01	0,054
13/12/2009	314	0,01	0,054
13/12/2009	315	0,01	0,054
13/12/2009	316	0,01	0,054
13/12/2009	317	0,01	0,054
13/12/2009	318	0,01	0,054
13/12/2009	319	0,01	0,054
13/12/2009	320	0,01	0,054
13/12/2009	321	0,01	0,054
13/12/2009	322	0,01	0,054
13/12/2009	323	0,01	0,054
13/12/2009	324	0,01	0,054
13/12/2009	325	0,01	0,054
13/12/2009	326	0,01	0,054
13/12/2009	327	0,01	0,054
13/12/2009	328	0,01	0,054
13/12/2009	329	0,01	0,054
13/12/2009	330	0,01	0,054
13/12/2009	331	0,01	0,054
13/12/2009	332	0,01	0,054
13/12/2009	333	0,01	0,054
13/12/2009	334	0,01	0,054
13/12/2009	335	0,01	0,054
13/12/2009	336	0,01	0,054
13/12/2009	337	0,01	0,054

13/12/2009	338	0,01	0,054
13/12/2009	339	0,01	0,054

Hora de inicio: 17:27:00

Día	t (min)	Lluvia (mm)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación 1 (mm)	Precipitación 1 Acumulada (mm)
16/12/2009	1	0,2	0	0,000	
16/12/2009	2	0,6	27,2	0,453	
16/12/2009	3	0,4	58,8	0,980	
16/12/2009	4	0,4	34,4	0,573	
16/12/2009	5	0,4	26	0,433	
16/12/2009	6	0,4	28	0,467	
16/12/2009	7	0,4	35,8	0,597	
16/12/2009	8	0,6	36	0,600	
16/12/2009	9	0,4	38	0,633	
16/12/2009	10	0,6	30,2	0,503	
16/12/2009	11	0,4	29	0,483	
16/12/2009	12	0,4	32,8	0,547	
16/12/2009	13	0,8	64	1,067	
16/12/2009	14	1,2	73	1,217	
16/12/2009	15	0,8	73	1,217	
16/12/2009	16	0,6	66,6	1,110	
16/12/2009	17	0,6	50,4	0,840	
16/12/2009	18	0,4	33,6	0,560	
16/12/2009	19	0,8	61	1,017	
16/12/2009	20	1	75,8	1,263	
16/12/2009	21	0,4	62,2	1,037	
16/12/2009	22	0,2	20,8	0,347	
16/12/2009	23	0,8	25,2	0,420	
16/12/2009	24	0,4	62,6	1,043	
16/12/2009	25	0,4	26	0,433	
16/12/2009	26	0,4	25	0,417	
16/12/2009	27	0,4	25	0,417	
16/12/2009	28	0,4	31,4	0,523	
16/12/2009	29	0,4	27,4	0,457	
16/12/2009	30	0,6	33,2	0,553	
16/12/2009	31	0,6	57,8	0,963	
16/12/2009	32	1	57,8	0,963	
16/12/2009	33	0,6	63	1,050	
16/12/2009	34	0,4	42	0,700	
16/12/2009	35	0,4	23,2	0,387	
16/12/2009	36	0,2	25	0,417	
16/12/2009	37	1	79	1,317	
16/12/2009	38	1	65,8	1,097	
16/12/2009	39	0,6	64,4	1,073	
16/12/2009	40	1,8	147,6	2,460	
16/12/2009	41	1,8	147,6	2,460	
16/12/2009	42	1,6	137,2	2,287	
16/12/2009	43	1,8	129,4	2,157	
16/12/2009	44	0,8	125,2	2,087	
16/12/2009	45	2,2	120	2,000	
16/12/2009	46	1,6	137,2	2,287	
16/12/2009	47	1,6	137,2	2,287	
16/12/2009	48	1,8	126,6	2,110	
16/12/2009	49	1,6	174,6	2,910	

ANEXO

16/12/2009	50	2,4	182,8	3,047	
16/12/2009	51	0,8	182,8	3,047	
16/12/2009	52	0,6	33,8	0,563	
16/12/2009	53	0,4	33,8	0,563	
16/12/2009	54	0,2	24,8	0,413	
16/12/2009	55	1,4	95,2	1,587	
16/12/2009	56	0,4	95,2	1,587	
16/12/2009	57	1	120	2,000	
16/12/2009	58	1,2	132,4	2,207	
16/12/2009	59	0,4	132,4	2,207	
16/12/2009	60	0,4	25,2	0,420	
16/12/2009	61	1,2	78,4	1,307	
16/12/2009	62	0,6	78,4	1,307	
16/12/2009	63	0,8	49,4	0,823	
16/12/2009	64	0,2	53,8	0,897	
16/12/2009	65	0,4	21,8	0,363	
16/12/2009	66	0,2	20,8	0,347	
16/12/2009	67	0	9,2	0,153	
16/12/2009	68	0,2	9,2	0,153	
16/12/2009	69	0	7,4	0,123	
16/12/2009	70	0	4,6	0,077	
16/12/2009	71	0,2	4,6	0,077	
16/12/2009	72	0	4,6	0,077	
16/12/2009	73	0	4	0,067	
16/12/2009	74	0	3	0,050	
16/12/2009	75	0	2,4	0,040	
16/12/2009	76	0	2	0,033	
16/12/2009	77	0,2	2	0,033	
16/12/2009	78	0	2	0,033	
16/12/2009	79	0	2	0,033	
16/12/2009	80	0	2	0,033	
16/12/2009	81	0	2	0,033	
16/12/2009	82	0	2	0,033	
16/12/2009	83	0	1,8	0,030	
16/12/2009	84	0	1,6	0,027	
16/12/2009	85	0,2	1,6	0,027	
16/12/2009	86	0	1,6	0,027	
16/12/2009	87	0	1,6	0,027	
16/12/2009	88	0,2	3,4	0,057	
16/12/2009	89	0	3,4	0,057	
16/12/2009	90	0	3,4	0,057	
16/12/2009	91	0	3,2	0,053	
16/12/2009	92	0	2,6	0,043	
16/12/2009	93	0	2	0,033	
16/12/2009	94	0	1,8	0,030	
16/12/2009	95	0	1,6	0,027	
16/12/2009	96	0	1,4	0,023	
16/12/2009	97	0	1,2	0,020	
16/12/2009	98	0	1,2	0,020	
16/12/2009	99	0	1	0,017	
16/12/2009	100	0	1	0,017	
16/12/2009	101	0	0,8	0,013	
16/12/2009	102	0,2	0,8	0,013	
16/12/2009	103	0	0,8	0,013	
16/12/2009	104	0,2	6	0,100	
16/12/2009	105	0	6	0,100	
16/12/2009	106	0,2	6	0,100	

ANEXO

16/12/2009	107	0	6	0,100	
16/12/2009	108	0	4,4	0,073	
16/12/2009	109	0,2	4,4	0,073	
16/12/2009	110	0	4,4	0,073	
16/12/2009	111	0	4	0,067	
16/12/2009	112	0	3	0,050	
16/12/2009	113	0	2,4	0,040	
16/12/2009	114	0	2	0,033	
16/12/2009	115	0,2	2	0,033	
16/12/2009	116	0	1,8	0,030	
16/12/2009	117	0	1,8	0,030	
16/12/2009	118	0	1,8	0,030	
16/12/2009	119	0	1,8	0,030	
16/12/2009	120	0	1,8	0,030	
16/12/2009	121	0	1,8	0,030	
16/12/2009	122	0	1,6	0,027	
16/12/2009	123	0	1,4	0,023	
16/12/2009	124	0	1,2	0,020	
16/12/2009	125	0	1,2	0,020	
16/12/2009	126	0	1	0,017	
16/12/2009	127	0	1	0,017	
16/12/2009	128	0	0,8	0,013	
16/12/2009	129	0	0,8	0,013	
16/12/2009	130	0	0,8	0,013	
16/12/2009	131	0	0,8	0,013	76,780

Hora de inicio: 17:31:00

Día	t (min)	Y (m)	Q (l/s)
16/12/2009	1	0	0,000
16/12/2009	2	0,06	6,392
16/12/2009	3	0,07	9,642
16/12/2009	4	0,14	61,226
16/12/2009	5	0,16	87,414
16/12/2009	6	0,15	73,593
16/12/2009	7	0,16	87,414
16/12/2009	8	0,19	138,231
16/12/2009	9	0,2	158,492
16/12/2009	10	0,21	180,515
16/12/2009	11	0,24	257,726
16/12/2009	12	0,26	319,049
16/12/2009	13	0,25	287,366
16/12/2009	14	0,25	287,366
16/12/2009	15	0,26	319,049
16/12/2009	16	0,24	257,726
16/12/2009	17	0,27	352,829
16/12/2009	18	0,32	555,045
16/12/2009	19	0,34	652,437
16/12/2009	20	0,33	602,511
16/12/2009	21	0,32	555,045
16/12/2009	22	0,34	652,437
16/12/2009	23	0,34	652,437
16/12/2009	24	0,35	704,871
16/12/2009	25	0,36	759,862
16/12/2009	26	0,35	704,871
16/12/2009	27	0,35	704,871
16/12/2009	28	0,35	704,871

ANEXO

16/12/2009	29	0,35	704,871
16/12/2009	30	0,38	877,710
16/12/2009	31	0,37	817,459
16/12/2009	32	0,37	817,459
16/12/2009	33	0,36	759,862
16/12/2009	34	0,39	940,662
16/12/2009	35	0,41	1074,859
16/12/2009	36	0,43	1220,423
16/12/2009	37	0,44	1297,583
16/12/2009	38	0,54	2240,326
16/12/2009	39	0,54	2240,326
16/12/2009	40	0,62	3238,216
16/12/2009	41	0,67	3982,240
16/12/2009	42	0,63	3379,373
16/12/2009	43	0,65	3673,079
16/12/2009	44	0,68	4142,715
16/12/2009	45	0,62	3238,216
16/12/2009	46	0,63	3379,373
16/12/2009	47	0,78	5972,831
16/12/2009	48	0,8	6390,006
16/12/2009	49	0,83	7049,141
16/12/2009	50	0,84	7277,899
16/12/2009	51	0,82	6824,930
16/12/2009	52	0,77	5770,807
16/12/2009	53	0,51	1923,601
16/12/2009	54	0,63	3379,373
16/12/2009	55	0,68	4142,715
16/12/2009	56	0,62	3238,216
16/12/2009	57	0,48	1636,457
16/12/2009	58	0,48	1636,457
16/12/2009	59	0,74	5190,540
16/12/2009	60	0,69	4307,172
16/12/2009	61	0,5	1824,657
16/12/2009	62	0,65	3673,079
16/12/2009	63	0,7	4475,649
16/12/2009	64	0,73	5005,593
16/12/2009	65	0,63	3379,373
16/12/2009	66	0,58	2710,624
16/12/2009	67	0,66	3825,708
16/12/2009	68	0,71	4648,186
16/12/2009	69	0,7	4475,649
16/12/2009	70	0,75	5379,699
16/12/2009	71	0,77	5770,807
16/12/2009	72	0,77	5770,807
16/12/2009	73	0,74	5190,540
16/12/2009	74	0,75	5379,699
16/12/2009	75	0,76	5573,109
16/12/2009	76	0,76	5573,109
16/12/2009	77	0,76	5573,109
16/12/2009	78	0,76	5573,109
16/12/2009	79	0,77	5770,807
16/12/2009	80	0,77	5770,807
16/12/2009	81	0,77	5770,807
16/12/2009	82	0,78	5972,831
16/12/2009	83	0,77	5770,807
16/12/2009	84	0,77	5770,807
16/12/2009	85	0,76	5573,109

ANEXO

16/12/2009	86	0,76	5573,109
16/12/2009	87	0,76	5573,109
16/12/2009	88	0,76	5573,109
16/12/2009	89	0,76	5573,109
16/12/2009	90	0,76	5573,109
16/12/2009	91	0,77	5770,807
16/12/2009	92	0,77	5770,807
16/12/2009	93	0,77	5770,807
16/12/2009	94	0,78	5972,831
16/12/2009	95	0,78	5972,831
16/12/2009	96	0,78	5972,831
16/12/2009	97	0,79	6179,218
16/12/2009	98	0,79	6179,218
16/12/2009	99	0,79	6179,218
16/12/2009	100	0,79	6179,218
16/12/2009	101	0,79	6179,218
16/12/2009	102	0,79	6179,218
16/12/2009	103	0,79	6179,218
16/12/2009	104	0,79	6179,218
16/12/2009	105	0,78	5972,831
16/12/2009	106	0,77	5770,807
16/12/2009	107	0,76	5573,109
16/12/2009	108	0,76	5573,109
16/12/2009	109	0,77	5770,807
16/12/2009	110	0,77	5770,807
16/12/2009	111	0,77	5770,807
16/12/2009	112	0,77	5770,807
16/12/2009	113	0,77	5770,807
16/12/2009	114	0,77	5770,807
16/12/2009	115	0,77	5770,807
16/12/2009	116	0,77	5770,807
16/12/2009	117	0,77	5770,807
16/12/2009	118	0,77	5770,807
16/12/2009	119	0,77	5770,807
16/12/2009	120	0,78	5972,831
16/12/2009	121	0,78	5972,831
16/12/2009	122	0,78	5972,831
16/12/2009	123	0,78	5972,831
16/12/2009	124	0,78	5972,831
16/12/2009	125	0,78	5972,831
16/12/2009	126	0,78	5972,831
16/12/2009	127	0,78	5972,831
16/12/2009	128	0,78	5972,831
16/12/2009	129	0,78	5972,831
16/12/2009	130	0,78	5972,831
16/12/2009	131	0,78	5972,831
16/12/2009	132	0,78	5972,831
16/12/2009	133	0,78	5972,831
16/12/2009	134	0,77	5770,807
16/12/2009	135	0,78	5972,831
16/12/2009	136	0,78	5972,831
16/12/2009	137	0,78	5972,831
16/12/2009	138	0,78	5972,831
16/12/2009	139	0,78	5972,831
16/12/2009	140	0,77	5770,807
16/12/2009	141	0,77	5770,807
16/12/2009	142	0,77	5770,807

ANEXO

16/12/2009	143	0,77	5770,807
16/12/2009	144	0,77	5770,807
16/12/2009	145	0,77	5770,807
16/12/2009	146	0,77	5770,807
16/12/2009	147	0,76	5573,109
16/12/2009	148	0,76	5573,109
16/12/2009	149	0,76	5573,109
16/12/2009	150	0,76	5573,109
16/12/2009	151	0,76	5573,109
16/12/2009	152	0,76	5573,109
16/12/2009	153	0,76	5573,109
16/12/2009	154	0,76	5573,109
16/12/2009	155	0,76	5573,109
16/12/2009	156	0,76	5573,109
16/12/2009	157	0,76	5573,109
16/12/2009	158	0,76	5573,109
16/12/2009	159	0,75	5379,699
16/12/2009	160	0,75	5379,699
16/12/2009	161	0,75	5379,699
16/12/2009	162	0,75	5379,699
16/12/2009	163	0,75	5379,699
16/12/2009	164	0,75	5379,699
16/12/2009	165	0,75	5379,699
16/12/2009	166	0,74	5190,540
16/12/2009	167	0,74	5190,540
16/12/2009	168	0,73	5005,593
16/12/2009	169	0,73	5005,593
16/12/2009	170	0,73	5005,593
16/12/2009	171	0,72	4824,822
16/12/2009	172	0,72	4824,822
16/12/2009	173	0,71	4648,186
16/12/2009	174	0,71	4648,186
16/12/2009	175	0,7	4475,649
16/12/2009	176	0,71	4648,186
16/12/2009	177	0,71	4648,186
16/12/2009	178	0,7	4475,649
16/12/2009	179	0,7	4475,649
16/12/2009	180	0,71	4648,186
16/12/2009	181	0,71	4648,186
16/12/2009	182	0,7	4475,649
16/12/2009	183	0,7	4475,649
16/12/2009	184	0,71	4648,186
16/12/2009	185	0,71	4648,186
16/12/2009	186	0,73	5005,593
16/12/2009	187	0,73	5005,593
16/12/2009	188	0,73	5005,593
16/12/2009	189	0,73	5005,593
16/12/2009	190	0,72	4824,822
16/12/2009	191	0,71	4648,186
16/12/2009	192	0,71	4648,186
16/12/2009	193	0,7	4475,649
16/12/2009	194	0,69	4307,172
16/12/2009	195	0,7	4475,649
16/12/2009	196	0,7	4475,649
16/12/2009	197	0,69	4307,172
16/12/2009	198	0,69	4307,172
16/12/2009	199	0,69	4307,172

ANEXO

16/12/2009	200	0,69	4307,172
16/12/2009	201	0,69	4307,172
16/12/2009	202	0,69	4307,172
16/12/2009	203	0,69	4307,172
16/12/2009	204	0,69	4307,172
16/12/2009	205	0,69	4307,172
16/12/2009	206	0,68	4142,715
16/12/2009	207	0,68	4142,715
16/12/2009	208	0,68	4142,715
16/12/2009	209	0,69	4307,172
16/12/2009	210	0,69	4307,172
16/12/2009	211	0,67	3982,240
16/12/2009	212	0,67	3982,240
16/12/2009	213	0,67	3982,240
16/12/2009	214	0,67	3982,240
16/12/2009	215	0,67	3982,240
16/12/2009	216	0,67	3982,240
16/12/2009	217	0,67	3982,240
16/12/2009	218	0,67	3982,240
16/12/2009	219	0,67	3982,240
16/12/2009	220	0,66	3825,708
16/12/2009	221	0,66	3825,708
16/12/2009	222	0,66	3825,708
16/12/2009	223	0,66	3825,708
16/12/2009	224	0,66	3825,708
16/12/2009	225	0,66	3825,708
16/12/2009	226	0,66	3825,708
16/12/2009	227	0,66	3825,708
16/12/2009	228	0,66	3825,708
16/12/2009	229	0,66	3825,708
16/12/2009	230	0,66	3825,708
16/12/2009	231	0,66	3825,708
16/12/2009	232	0,66	3825,708
16/12/2009	233	0,66	3825,708
16/12/2009	234	0,66	3825,708
16/12/2009	235	0,65	3673,079
16/12/2009	236	0,65	3673,079
16/12/2009	237	0,65	3673,079
16/12/2009	238	0,68	4142,715
16/12/2009	239	0,67	3982,240
16/12/2009	240	0,66	3825,708
16/12/2009	241	0,65	3673,079
16/12/2009	242	0,64	3524,314
16/12/2009	243	0,64	3524,314
16/12/2009	244	0,63	3379,373
16/12/2009	245	0,63	3379,373
16/12/2009	246	0,63	3379,373
16/12/2009	247	0,63	3379,373
16/12/2009	248	0,63	3379,373
16/12/2009	249	0,63	3379,373
16/12/2009	250	0,62	3238,216
16/12/2009	251	0,62	3238,216
16/12/2009	252	0,63	3379,373
16/12/2009	253	0,63	3379,373
16/12/2009	254	0,62	3238,216
16/12/2009	255	0,62	3238,216
16/12/2009	256	0,62	3238,216

ANEXO

16/12/2009	257	0,62	3238,216
16/12/2009	258	0,62	3238,216
16/12/2009	259	0,62	3238,216
16/12/2009	260	0,62	3238,216
16/12/2009	261	0,62	3238,216
16/12/2009	262	0,62	3238,216
16/12/2009	263	0,62	3238,216
16/12/2009	264	0,62	3238,216
16/12/2009	265	0,62	3238,216
16/12/2009	266	0,62	3238,216
16/12/2009	267	0,62	3238,216
16/12/2009	268	0,62	3238,216
16/12/2009	269	0,62	3238,216
16/12/2009	270	0,62	3238,216
16/12/2009	271	0,62	3238,216
16/12/2009	272	0,62	3238,216
16/12/2009	273	0,62	3238,216
16/12/2009	274	0,62	3238,216
16/12/2009	275	0,62	3238,216
16/12/2009	276	0,62	3238,216
16/12/2009	277	0,62	3238,216
16/12/2009	278	0,62	3238,216
16/12/2009	279	0,62	3238,216
16/12/2009	280	0,61	3100,803
16/12/2009	281	0,62	3238,216
16/12/2009	282	0,62	3238,216
16/12/2009	283	0,61	3100,803
16/12/2009	284	0,61	3100,803
16/12/2009	285	0,62	3238,216
16/12/2009	286	0,61	3100,803
16/12/2009	287	0,61	3100,803
16/12/2009	288	0,61	3100,803
16/12/2009	289	0,61	3100,803
16/12/2009	290	0,61	3100,803
16/12/2009	291	0,61	3100,803
16/12/2009	292	0,61	3100,803
16/12/2009	293	0,61	3100,803
16/12/2009	294	0,61	3100,803
16/12/2009	295	0,61	3100,803
16/12/2009	296	0,61	3100,803
16/12/2009	297	0,61	3100,803
16/12/2009	298	0,61	3100,803
16/12/2009	299	0,61	3100,803
16/12/2009	300	0,61	3100,803
16/12/2009	301	0,61	3100,803
16/12/2009	302	0,61	3100,803
16/12/2009	303	0,61	3100,803
16/12/2009	304	0,61	3100,803
16/12/2009	305	0,61	3100,803
16/12/2009	306	0,61	3100,803
16/12/2009	307	0,61	3100,803
16/12/2009	308	0,61	3100,803
16/12/2009	309	0,61	3100,803
16/12/2009	310	0,61	3100,803
16/12/2009	311	0,61	3100,803
16/12/2009	312	0,61	3100,803
16/12/2009	313	0,61	3100,803

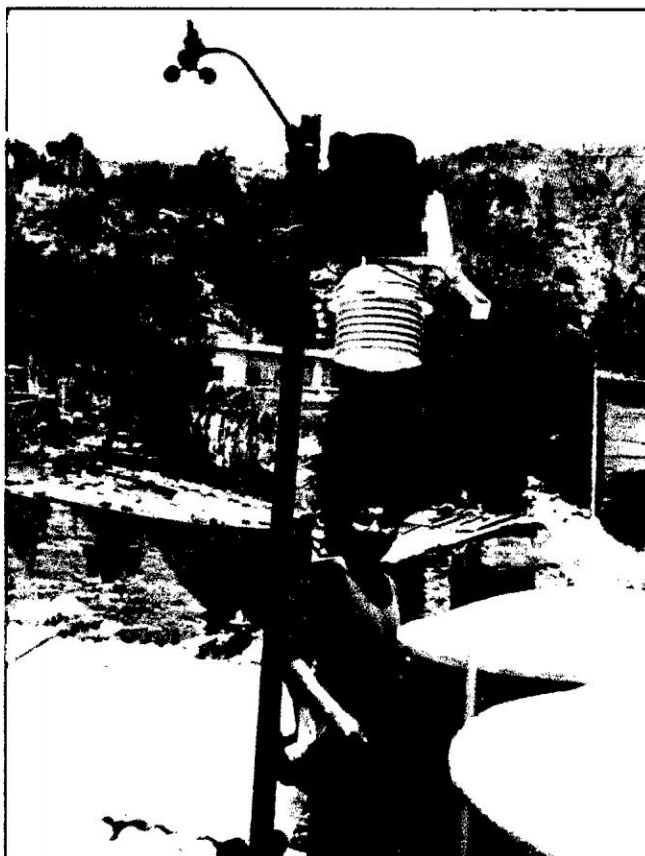
ANEXO

16/12/2009	314	0,61	3100,803
16/12/2009	315	0,61	3100,803
16/12/2009	316	0,61	3100,803
16/12/2009	317	0,61	3100,803
16/12/2009	318	0,61	3100,803
16/12/2009	319	0,61	3100,803
16/12/2009	320	0,61	3100,803
16/12/2009	321	0,61	3100,803
16/12/2009	322	0,61	3100,803
16/12/2009	323	0,61	3100,803
16/12/2009	324	0,61	3100,803
16/12/2009	325	0,61	3100,803
16/12/2009	326	0,61	3100,803
16/12/2009	327	0,61	3100,803
16/12/2009	328	0,61	3100,803
16/12/2009	329	0,6	2967,094

X.-FOTOGRAFIAS DE LAS DIVERSAS ACTIVIDADES EN EL TRABAJO DE
INVESTIGACION



Trabajos de Construcción de la caseta limnigráfica “killa”



Ubicación e Instalación de la Estacion Climatológica “Killa”

ANEXO



Vista del Datalogger-Limnigráfico y Datalogger-Pluviométrico



Registro de la Precipitación y Niveles de Escorrentía en la Estación Limnigráfica "Killa"



Trabajos de Campo, Descripción de la Cobertura, Topografía, Corrientes Principales y Secundarios de la Cuenca Yanaccacca



Trabajos de Campo, Muestreo Humedad del Suelo en la Cuenca Yanaccacca



Vista Panorámica de Estación Climatológica "Killa" en la Cuenca Yanaccacca



Vista Panorámica de la Estación Limnigráfica "killa" en el Canal de Sección Triangular de la Vía los Libertadores