

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**EVALUACIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS PARA LA
PREDICCIÓN HIDROLÓGICA Y DE CRECIDAS, EN LA CUENCA
BAJA DEL RÍO CAÑAR**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN
RECURSOS HÍDRICOS**

MIGUEL OSWALDO ARTEAGA NARANJO

(m_arteaga84@yahoo.com)

DIRECTOR: ING. CARLOS SEBASTIÁN PÁEZ BIMOS MSc.

(carlos.paezb@epn.edu.ec)

Quito, Marzo 2017

DECLARACIÓN

Yo, Miguel Oswaldo Arteaga Naranjo declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

MIGUEL OSWALDO ARTEAGA NARANJO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Miguel Oswaldo Arteaga Naranjo bajo mi supervisión.

Ing. MSc. Sebastián Páez Bimos.

DIRECTOR

AGRADECIMIENTO

Empiezo por agradecer a todas las personas que hicieron posible este trabajo, al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI por la apertura brindada al presente trabajo, a la Secretaría del Agua, institución que permitió mi vinculación con la gestión de los recursos hídricos y su aplicación específica en la agricultura.

A todos mis compañeros y colegas de profesión que con su experiencia contribuyeron a desarrollar muchos aspectos del presente trabajo; a mis amigos y personas que tendieron su mano, aportaron y alentaron a la culminación de este trabajo de titulación.

A la Escuela Politécnica Nacional por permitirme estudiar esta hermosa carrera, vinculada a la vida y su desarrollo, a Sebastián Páez quien como amigo y director de tesis ha colaborado en gran medida en el desarrollo del proyecto.

A mi familia, por su paciencia y el ánimo que me dieron durante todo el desarrollo de la maestría; ellos son mi razón de superación y orgullo.

DEDICATORIA

A Dios, quien cada día permite levantarme y seguir luchando en la vida, a mi pequeña hija Bianca Berenice por ser la razón de mi vida y la esperanza que día a día me permite seguir adelante, mi esposa Fanny que con su paciencia y aliento ayudo notablemente a culminar mis estudios de postgrado, mi madre Beatriz por ser quien me impulsó a estudiar y superarme cada día, y una especial dedicatoria a mi abuelita Marina (+), quien forjo en mi niñez el sentido del trabajo, el esfuerzo y el mérito, a mi tía Piedad por su bondad y amor, y en general a toda mi familia y amigos por sus constantes ánimos y buenos deseos.

Miguel Oswaldo Arteaga Naranjo

INDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIA.....	V
INDICE DE CONTENIDOS.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABLAS.....	XI
LISTA DE ECUACIONES.....	XIII
LISTA DE GRÁFICOS.....	XIV
LISTA DE ABREVIATURAS.....	XV
RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT.....	XVII
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Alcance.....	2
1.3 Justificación.....	3
1.4 Objetivos.....	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Eventos de Crecida.....	5
2.1.1 Gestión Integrada de Crecidas.....	5
2.1.2 Tipos de Crecidas.....	6
2.1.3 Acciones ante eventos de crecida.....	7
2.2 Sistemas de Alerta Temprana.....	8
2.2.1 Definición.....	8
2.2.2 Componentes.....	8
2.2.3 Tiempo máximo de acción y mitigación.....	8
2.3 Modelos Hidrológicos.....	10
2.3.1 Definición.....	10
2.3.2 Tipos de modelos hidrológicos.....	10
2.4 Modelo Hidrológico HEC-HMS.....	12
2.4.1 Características generales del modelo.....	12
2.4.2 Componentes del modelo.....	12
2.4.3 Método de pérdida.....	13

2.4.4 Método de transformación	15
2.4.5 Tránsito de caudales.....	21
2.4.6 Extensión HEC-GeoHMS	24
2.4.7 Calibración de un modelo hidrológico	25
2.4.8 Validación de un modelo hidrológico.....	25
2.5 Estado del arte modelación hidrológica utilizando HEC-HMS	26
2.6 Modelos Hidrodinámicos.....	32
2.6.1 Definición e importancia.....	32
2.6.2 Flujo en canales abiertos	32
2.6.3 Clasificación del flujo en canales abiertos.....	32
2.6.4 Análisis Unidimensional del flujo en canales abiertos	33
2.6.5 Ecuaciones de Saint Venant en Una Dimensión	34
2.7 Modelo HEC-RAS	36
2.7.1 Características generales del modelo	36
2.7.2 Fundamento teórico	37
2.7.3 Extensión HEC-GeoRAS	38
CAPÍTULO 3: DIAGNÓSTICO Y CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA	40
3.1 Diagnóstico de la cuenca del río Cañar.....	40
3.1.1 Información de la cuenca en estudio	40
3.1.2 Ubicación de la cuenca	40
3.1.3 Características Físicas	41
3.1.4 Características Morfológicas.....	47
3.2 Caracterización Hidroclimática.....	54
3.2.1 Red hidrometeorológica utilizada en la caracterización.....	54
3.2.2 Análisis de la precipitación	56
3.2.3 Análisis de la temperatura.....	60
3.2.4 Análisis hidrológico	63
3.3 Problemática de la cuenca del río Cañar	65
3.3.1 Presencia del fenómeno del niño	65
3.3.1 Proyecto Control de Inundaciones Cañar.....	66
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA	69
4.1 Modelación Hidrológica.....	69
4.1.1 Preparación de datos hidrometeorológicos	70
4.1.2 Construcción del modelo.....	71
4.1.3 Simulación	80

4.1.4 Calibración	80
4.1.5 Validación	81
4.2 Modelación Hidrodinámica	86
4.2.1 Datos de entrada	86
4.2.2 Pre Procesamiento	87
4.2.3 Modelación Hidrodinámica	90
4.2.4 Simulación del modelo hidrodinámico	93
4.2.4 Calibración del modelo hidrodinámico	93
CAPÍTULO 5: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	94
5.1 Modelación Hidrológica	94
5.2 Modelación Hidrodinámica	116
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	139
6.1 Conclusiones	139
6.2 Recomendaciones	141
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA	142
CAPÍTULO 8: ANEXOS	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ciclo de actuación e intervención ante eventos de crecida	7
Figura 2. Línea del tiempo de anticipación en un SAT	9
Figura 3. Componentes de un Sistema de Alerta Temprana.....	9
Figura 4. Clasificación de los modelos hidrológicos	10
Figura 5. Hidrograma Sintético de Snyder	19
Figura 6. Hidrograma adimensional SCS	21
Figura 7. Método de tránsito hidrológico de Muskingum	23
Figura 8. Clasificación del flujo en canales abiertos.....	33
Figura 9. Ubicación de la cuenca del río Cañar.....	41
Figura 10. Geología de la cuenca.	42
Figura 11. Ordenes taxonómicos de suelos presentes en la cuenca.....	43
Figura 12. Textura del suelo perteneciente a la cuenca	44
Figura 13. Uso y cobertura del suelo de la cuenca en estudio	45
Figura 14. Rango de pendientes.....	49
Figura 15. Perfil longitudinal del río Cañar	51
Figura 16. Red hidrometeorológica convencional	55
Figura 17. Pisos Bioclimáticos presentes en la cuenca.....	56
Figura 18. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca alta	57
Figura 19. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca media	58
Figura 20. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca baja	58
Figura 21. Variación altitudinal de la precipitación en la cuenca alta.....	59
Figura 22. Distribución espacial de la precipitación.....	60
Figura 23. Distribución temporal de la temperatura.....	61
Figura 24. Variación altitudinal de la temperatura	62
Figura 25. Distribución espacial de la temperatura	63
Figura 26. Distribución temporal de caudales líquidos	64
Figura 27. Proyecto Control de Inundaciones Cañar.....	68
Figura 28. Esquema metodológico de la Modelación Hidrológica	69
Figura 29. Red Hidrometeorológica Automática.....	71
Figura 30. Números Curva (CN)	74
Figura 31. Esquema definido para la selección del método de transformación	76
Figura 32. Hidrograma del evento de crecida registrado el 30 de marzo del 2014.	78
Figura 33. Distribución espacial de la precipitación acumulada durante el evento de crecida, registrado desde las 12H00 del 29/03/2014 hasta las 23H00 del 31/03/2014	79

Figura 34. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 09 de Febrero del 2015.....	83
Figura 35. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 24 de Febrero del 2015.....	83
Figura 36. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 24 de Febrero del 2015.....	84
Figura 37. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 29 de Marzo del 2015	84
Figura 38. Esquema de Modelación Hidrodinámica	86
Figura 39. Ubicación del tramo para la Modelación Hidrodinámica	87
Figura 40. Secciones transversales generadas en el tramo a modelar, mediante la herramienta HEC-GeoRAS	88
Figura 41. Esquema del Modelo de Cuenca	94
Figura 42. Números Curva (CN) por subcuencas	95
Figura 43. Fotografía del evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014 en puerto Inca en la sección 800	130

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores máximos y mínimos establecidos por HEC-HMS para los parámetros utilizados en el método H.U Clark.....	16
Tabla 2. Valores de calibración recomendados para el tránsito de caudales por el método de Muskingum	23
Tabla 3. Simplificaciones de la ecuación en función de la conservación de movimiento ..	36
Tabla 4. Flujos derivados en función de la pendiente de pérdida de energía	36
Tabla 5. Información cartográfica y digital utilizada en el estudio	40
Tabla 6. Material geológico presente en la cuenca en estudio.	42
Tabla 7. Ordenes de suelos presentes en la cuenca en estudio.	43
Tabla 8. Clases texturales de suelo presentes en la cuenca en estudio.....	44
Tabla 9. Cobertura del suelo de la cuenca del río Cañar expresada	46
Tabla 10. Características morfológicas de la cuenca del Río Cañar	51
Tabla 11. Valores utilizados para la construcción de la Curva Hipsométrica de la cuenca del Río Cañar	52
Tabla 12. Red de estaciones hidrológicas y climatológicas convencionales ubicadas en la cuenca del río Cañar.....	54
Tabla 13. Ubicación de estaciones climatológicas en función de los Pisos Bioclimáticos	55
Tabla 14. Serie de datos de temperatura disponibles para las estaciones pertenecientes a la cuenca del río Cañar.....	61
Tabla 15. Temperatura media anual interpolada para cada cuenca.....	63
Tabla 16. Estaciones hidrológicas convencionales utilizadas en la caracterización de la cuenca del río Cañar.....	64
Tabla 17. Red hidrometeorológica automática instalada en la cuenca del río Cañar	70
Tabla 18. Información de características físicas de la cuenca recopilada para la construcción del modelo.	72
Tabla 19. Datos de precipitación de las estaciones hidrometeorológicas asignadas a cada subcuenca	77
Tabla 20. Tramos definidos por el modelo de cuenca para el tránsito de caudales.....	80
Tabla 21. Datos disponibles de precipitación para los eventos de crecida registrados.....	82
Tabla 22. Tiempo de pronóstico para los eventos de crecida identificados en la estación H0472-Puerto Inca.....	82
Tabla 23. Criterio según PBIAS para la evaluación de desempeño del modelo.	85
Tabla 24. Valores de Manning (n) definidos para el canal principal.....	90
Tabla 25. Valores de Manning (n) definidos para el cauce del río Cañar	92

Tabla 26. Subcuencas y cauces principales definidos para la modelación hidrológica.....	94
Tabla 27. Valores de CN obtenidos para cada una de las subcuencas generadas.....	95
Tabla 28. Análisis del coeficiente de proporcionalidad (K) por tres ecuaciones de cálculo para el tiempo de concentración T_c expresado en horas	96
Tabla 29. Caudales pico (m^3/s) registrados por los hidrogramas simulados por el método H.U Snyder para cada uno de las combinaciones establecidas	98
Tabla 30. Valores de caudal pico del hidrograma simulado por el método H.U Snyder para 9 combinaciones en función de los coeficientes C_p y C_t	99
Tabla 31. Tiempo de concentración (T_c) y coeficiente de almacenamiento (R), calculados por tres métodos.....	100
Tabla 32. Resultados de las simulaciones utilizando el H.U de Clark para tres métodos de cálculo del tiempo de concentración (T_c).....	101
Tabla 33. Valores del tiempo de retardo (T_{lag}) por dos métodos, en el H.U SCS.....	102
Tabla 34. Resultados de los hidrogramas simulados por el método de H.U SCS, considerando dos ecuaciones para el cálculo del tiempo de retardo T_{lag}	103
Tabla 35. Análisis de sensibilidad del coeficiente de almacenamiento (R)	105
Tabla 36. Análisis estadísticos de los hidrogramas para tres valores del coeficiente R..	107
Tabla 37. Resultados de los hidrogramas para tres porcentajes de disminución de CN	107
Tabla 38. Resultados del análisis estadístico en la de disminución del valor CN	108
Tabla 39. Parámetros óptimos de calibración del modelo hidrológico	110
Tabla 40. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 09/02/2015	110
Tabla 41. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 24/02/2015	111
Tabla 42. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 20/03/2015	112
Tabla 43. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 20/03/2015	113
Tabla 44. Resultados de la evaluación estadística de la validación del modelo	114
Tabla 45. Valores para los coeficientes de Manning para el lecho del río	116
Tabla 46. Valores de Manning (n) calibrados para el lecho del río	128
Tabla 47. Resultados del modelo hidrodinámico simulado vs calibrado	131
Tabla 48. Resultados de la validación del modelo hidrodinámico aplicado a dos eventos de crecida, registrado en la sección 650 (Estación H0472-Puerto Inca)	138

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Abstracción máxima (S)	14
Ecuación 2. Abstracción inicial (Ia)	15
Ecuación 3. Tasa de almacenamiento de agua.....	16
Ecuación 4. Almacenamiento en un tiempo t	16
Ecuación 5. Método de Kirpich	17
Ecuación 6. Método de Temez	17
Ecuación 7. Método de California Culverts Practice.....	17
Ecuación 8. Coeficiente de almacenamiento (R).....	18
Ecuación 9. Tiempo de retardo (T_p) para el H.U Snyder	18
Ecuación 10. Tiempo de retardo para un valor diferente a $5.5 \cdot D$	19
Ecuación 11. Ancho (W) del Hidrograma para un caudal pico al 50%.....	19
Ecuación 12. Ancho (W) del Hidrograma para un caudal pico al 75%.....	19
Ecuación 13. Descarga al pico (Q_p)	20
Ecuación 14. Tiempo al pico (t_p)	20
Ecuación 15. Tiempo de retardo (T_{lag}).....	21
Ecuación 16. Almacenamiento total en el método Muskingum.....	22
Ecuación 17. Ecuación de flujo permanente	33
Ecuación 18. Ecuación de flujo no permanente	33
Ecuación 19. Continuidad en términos de caudal	35
Ecuación 20. Continuidad en términos de velocidad y profundidad.....	35
Ecuación 21. Conservación de movimiento en términos de caudal.....	35
Ecuación 22. Ecuación de la conservación de movimiento en términos de velocidad	35
Ecuación 23. Pendiente de pérdida de energía.....	36
Ecuación 24. Coeficiente de compacidad	47
Ecuación 25. Factor de forma	48
Ecuación 26. Sinuosidad	48
Ecuación 27. Densidad de drenaje	48
Ecuación 28. Pendiente media del cauce	50
Ecuación 29. Pendiente media ponderada.....	50
Ecuación 30. Pendiente equivalente constante.....	50
Ecuación 31. Ecuación de la curva de descarga para H0472-Puerto Inca	71
Ecuación 32. Ponderación de CN por subcuenca	74
Ecuación 33. Valor PBIAS	85
Ecuación 34. Valor NSE	85

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. H.U de Snyder para C_p igual a 0.4 y tres valores distintos de C_t	97
Gráfico 2. H.U de Snyder para C_p igual a 0.5 y tres valores distintos de C_t	97
Gráfico 3. H.U de Snyder para C_p igual a 0.8 y tres valores distintos de C_t	98
Gráfico 4. H.U de Clark simulado para tres distintos métodos de cálculo del T_c	100
Gráfico 5. H.U de SCS simulado para dos métodos de determinación del T_{lag}	102
Gráfico 6. Simulación de los tres hidrogramas generados por los métodos de transformación seleccionados.....	104
Gráfico 7. Resultados del hidrograma de Clark simulado para 3 valores de R.	106
Gráfico 8. H. U Clark generados para tres valores del coeficiente CN comparados con el hidrograma observado en la estación H0472-Puerto Inca.....	109
Gráfico 9. Resultados de la simulación para el evento registrado el 09/02/2015.....	111
Gráfico 10. Resultados de la simulación para el evento registrado el 24/02/2015.....	112
Gráfico 11. Resultados de la simulación para el evento registrado el 20/03/2015.....	113
Gráfico 12. Resultados de la simulación para el evento registrado el 29/03/2015.....	114
Gráfico 13. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica.....	117
Gráfico 14. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica evento 20/03/2015	132
Gráfico 15. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica evento 29/03/2015	135

LISTA DE ABREVIATURAS

- OMM:** Organización Meteorológica Mundial
- NOAA:** National Weather Service International Activities Office
- INAMHI:** Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
- SAT:** Sistemas de Alerta Temprana
- HEC-HMS:** Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
- HEC-RAS:** Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
- SCS:** Soil Conservation Service
- NRCS:** Natural Resources Conservation Service
- NASA:** The National Aeronautics and Space Administration
- INEC:** Instituto Nacional de Estadísticas y Censos
- MAGAP:** Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca
- MAE:** Ministerio del Ambiente
- IGM:** Instituto Geográfico Militar
- CISP:** Comitato Internazionale per lo Sviluppo dei Popoli
- CEPAL:** Centro de Estudios para América Latina
- EPA:** Empresa Pública del Agua
- CEDEGE:** Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas
- SENAGUA:** Secretaría Nacional del Agua
- GPRS:** General Packet Radio System
- GOES:** Satélite Geoestacionario Operacional Ambiental
- SI:** Sistema Internacional de Unidades
- m.s.n.m:** metros sobre el nivel del mar
- S:** Pendiente de la cuenca
- Sc:** Pendiente de los cauces

RESUMEN

El objetivo del presente estudio es calibrar el modelo *Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS), para su evaluación en el pronóstico hidrológico y de crecidas del río Cañar, el punto de control de descarga está ubicado en el poblado de Puerto Inca, en la estación hidrometeorológica H0472.

La modelación desarrollada es de evento y en su implementación se utilizó información física, cartográfica e hidrometeorológica de la cuenca del río Cañar. Para calibrar el modelo se considera al evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, registrado por la estación hidrológica automática H0472-Puerto Inca.

En la simulación del modelo se utilizó los métodos “Número de Curva del S.C.S” para la estimación de la precipitación efectiva; Hidrogramas Sintéticos de Clark, Snyder y SCS para la transformación de lluvia a escorrentía; y método de Muskingum para el tránsito de los hidrogramas a través de la red de cauces.

La validación del modelo se realizó mediante su aplicación en cuatro eventos de crecida identificados el 09 y 24 de febrero, y 20 y 29 de marzo del 2015; además se corrobora la validación a través del modelamiento hidrodinámico utilizando el modelo *Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* (HEC-RAS 1D), el cual permite identificar niveles máximos de crecida.

Los resultados de la evaluación de desempeño del modelo hidrológico según Nash-Sutcliffe (NSE) son los siguientes: el evento de calibración (30 marzo 2014) tiene un valor $NSE=0.82$, interpretado como muy bueno; los eventos de crecida ocurridos el 20 y 29 de marzo del 2015 tienen valores $NSE=0.71$ y $NSE=0.78$, interpretados como muy bueno y bueno respectivamente; los eventos ocurridos el 09 y 24 de febrero del 2015 tienen valores $NSE=-0.66$ y $NSE=0.43$, interpretados como insatisfactorios.

La validación a través de la modelación hidrodinámica con HEC-RAS, señala que el nivel máximo de agua simulado para el evento ocurrido el 30 marzo 2014 subestima en 0.5% al nivel máximo de agua observado; mientras que para los eventos 20 y 29 de marzo del 2015, el nivel máximo simulado sobrestima en 2.2 y 1.7% al nivel observado. No se realizó la modelación hidrodinámica de los eventos ocurridos el 09 y 24 de febrero del 2015, debido a los resultados insatisfactorios obtenidos en la modelación hidrológica con HEC-HMS.

Dos de los cuatro eventos de crecida identificados fueron reproducidos satisfactoriamente por este modelo en la cuenca del río Cañar, por lo que es recomendable analizar a mayor detalle los datos hidrometeorológicos y características físicas de la cuenca antes de su aplicación.

ABSTRACT

The purpose of the present study is to calibrate the Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) model in order to evaluate the river flooding forecast of Cañar River, whose discharge control point is located in Puerto Inca (discharge gauge H0472).

The model developed for this study is event based and, for its implementation, physical, cartographic and hydro-meteorological information of Cañar river basin was used. In order to calibrate to model, the flooding event occurred on March 30th, 2014 has been considered.

The model simulation included several methods. In order to calculate effective rain-fall, the Soil Conservation Service (S.C.S.) Number of Curve method was used. The methods applied to transform rain-fall into run-off were Clark, Snyder and S.C.S Synthetic Hydrographs. Muskingum Method was applied to route the hydrographs throughout the basin. Clark Synthetic Hydrograph displayed the best outcomes after the sensibility analysis was performance; thus, the model is calibrated under Clark's parameters.

The validation process was accomplished by running the calibrated hydrological model to four flooding events occurred on February, the 9th and 24th, and March, the 20th and 29th, 2015. Furthermore, the validation results were verified by applying the Hydrologic Engineering Center's River Analysis System (HEC-RAS 1D), which allows the identification of maximum flooding levels.

The results of the performance evaluation of the model are in a range from good to very good, for the calibration event $NSE = 0.82$, and for two of the four events identified, March 20 and 29, 2015 $NSE = 0.71$ and $NSE = 0.78$ respectively.

The results of the hydrodynamic model, after calibration, indicate that there is an overestimation of 0.5% between the maximum level observed with the simulated maximum level under the Manning coefficient values of 0.260 flood plains and 0.046 for the river bed.

Finally, it is concluded that the HEC-HMS hydrological model partially predicts flood events in the Cañar river basin; therefore, hydrometeorological data and physical characteristics of the basin should be further analyzed before its operational application.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El poblado de Puerto Inca ubicado en la región Litoral, específicamente en el centro occidental del país, ha sufrido por varios años los efectos de la crecida del río Cañar. Estos eventos se han intensificado con la presencia del Fenómeno del Niño, provocando alteraciones en el caudal de este río debido a las intensas precipitaciones.

El Estado ecuatoriano mediante sus dependencias rectoras de la gestión y manejo del recurso hídrico, así como de gestión de riesgos e hidrometeorología, ha venido trabajando en la prevención, control y mitigación de inundaciones producidas en zonas vulnerables, adoptando medidas de carácter estructural y no estructural.

Dentro de las medidas estructurales se ha contemplado la construcción de una serie de obras hidráulicas de control de inundaciones constituidas por derivadoras, bypass, muros de protección y canales de drenaje, que ha permitido en parte mitigar los efectos de las crecidas de los ríos.

Las medidas no estructurales son las que no actúan directamente sobre la inundación, sino que modifican la vulnerabilidad de las áreas inundables, logrando disminuir los efectos de las crecidas o inundaciones. Dentro de las medidas no estructurales se encuentran la planificación y ordenamiento territorial, generación de cartografía de riesgos, implementación de programas de protección civil y establecimiento de sistemas de alerta temprana. (García, 1998)

En el Ecuador muy poco se ha trabajado en la prevención de inundaciones adoptando medidas no estructurales, sin embargo en el año 2013, el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) implementó un Sistema de Alerta Temprana ante inundaciones en la cuenca objeto del presente estudio (SAT Cañar); este SAT pretende establecer un modelo de predicción hidrológica y de crecidas, permitiendo a los organismos de protección civil actuar oportunamente ante un evento de inundación.

En el año 2009, la Secretaría Nacional del Agua contrató los estudios para la implementación del proyecto denominado “Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal”, cuyo objeto es desarrollar un sistema de medidas ingenieriles para controlar las inundaciones que producen en estos ríos y estabilizar sus cauces.

Esta obra fue inaugurada en el año 2016, permitiendo a partir de este año, controlar y mitigar las crecidas producidas por el río Cañar debido a la presencia de fuertes lluvias, de esta forma se protege poblados, infraestructura civil y áreas de producción agrícola.

Es importante mencionar que las medidas de carácter estructural deben ir acompañadas de medidas no estructurales como los sistemas de alerta temprana para complementar la protección ante inundaciones. En un sistema de alerta temprana es esencial contar con un pronóstico hidrológico lo más acertado posible, y este pronóstico va a depender de la construcción de un adecuado modelo hidrológico.

1.2. Alcance

El presente estudio evalúa la aplicación del modelo hidrológico *Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS), en el pronóstico hidrológico y de crecidas ocurridas en la cuenca del río Cañar, y cuya afectación es sobre la zona donde se ubica el poblado de Puerto Inca, en la región Litoral del Ecuador.

Como datos meteorológicos de entrada para la aplicación del modelo HEC-HMS, se ha considerado la información hidrometeorológica disponible de la red automática instalada por parte del Proyecto de SAT Cañar, desarrollado por el INAMHI. La información edafológica, cartográfica, de cobertura vegetal y otra requerida para el funcionamiento del modelo, es obtenida y descargada previa autorización de instituciones públicas nacionales e internacionales responsables de la generación de esta información.

Para la obtención del modelo hidrológico óptimo, se ha considerado la simulación de un evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, y cuyos resultados de calibración serán validados mediante la aplicación de este modelo a otros eventos de crecida ocurridos posteriormente.

Se complementará la validación del modelo hidrológico obtenido, mediante una simulación hidrodinámica con la ayuda del modelo *Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* (HEC-RAS 1D), desarrollando este modelo hidrodinámico en un tramo del río ubicado cerca del punto de salida de la cuenca.

La información de entrada para la construcción del modelo hidrodinámico es obtenida de los datos de caudal horario de la estación H0472-Puerto Inca registrados durante el evento de crecida, así como los caudales simulados en el modelo hidrológico.

Los resultados servirán para desarrollar un modelo hidrológico para el pronóstico de crecidas, cuya finalidad es permitir a las entidades gubernamentales encargadas de la gestión de riesgos y el manejo de recursos hídricos, así como a las poblaciones involucradas, valorar más objetivamente la toma de decisiones y estrategias ante un evento de crecida del río Cañar.

1.3. Justificación

El cauce principal de la cuenca en estudio es el río Cañar, el cual atraviesa zonas montañosas hasta zonas bajas de la región Litoral, alimentándose en su trayectoria de varios afluentes.

En las zonas montañosas de la región Interandina, debido a la actividad antrópica se ha disminuido la cobertura vegetal natural, por lo tanto se facilitan los procesos de erosión del suelo, generando problemas en la retención de la escorrentía generada por las precipitaciones.

La disminución de la retención de la escorrentía en cuencas altas, produce el incremento de los caudales en los cauces naturales, y por lo tanto la generación de eventos de crecidas repentinas en las zonas bajas de una cuenca hidrográfica, en el caso de la cuenca del río Cañar, la zona afectada comprende el poblado de Puerto Inca.

Los fenómenos de inundación no se pueden evitar, sin embargo las afectaciones y daños que estos causan pueden ser mitigados, para lo cual es necesario implementar sistemas o medidas que ayuden a prevención y control, dentro de las medidas de prevención tenemos el desarrollo de sistemas de alerta temprana, los cuales están basados en modelos matemáticos que ayudan a simular los fenómenos hidrológicos reales de tal forma que se pueda estimar de manera anticipada los efectos que cause una crecida.

Los modelos de predicción hidrológica han sido desarrollados e implementados en distintas cuencas hidrográficas alrededor del mundo, respondiendo a las necesidades y condiciones climatológicas, edafológicas, geomorfológicas, entre otras propias de estas cuencas.

Por lo tanto, considerando estos preceptos, para la cuenca del río Cañar se desarrolla un modelo hidrológico, el cual una vez calibrado y validado, facilitará y mejorará la predicción hidrológica de un evento de crecida repentina, permitiendo operar adecuadamente infraestructura hidráulica para el control de inundaciones, así como establecer futuras obras de control de cauces naturales y formar parte esencial dentro un sistema integral de gestión de crecidas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el modelo hidrológico HEC-HMS para la predicción hidrológica y de crecidas, en base a registros históricos en la cuenca del río Cañar.

1.4.2. Objetivos específicos

- Recopilar y analizar información hidrometeorológica, edafológica, cartográfica y digital que será utilizada como datos de entrada para la calibración del modelo hidrológico.
- Preparar el modelo hidrológico utilizando el modelo HEC-HMS, y calibrar el mismo, en base a caudales observados durante la crecida registrada.
- Validar el modelo hidrológico establecido, mediante su aplicación en otros eventos históricos de crecida tratados como nuevos, y mediante la simulación del modelo hidrodinámico HEC-RAS 1D, en un tramo a la salida de la cuenca.
- Evaluar la calidad del pronóstico hidrológico y de crecidas, en base a los resultados obtenidos producto de la aplicación de las modelaciones hidrológicas y modelación hidrodinámica.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Evento de Crecida

2.1.1. Gestión Integrada de Crecidas

Los desastres naturales son fenómenos destructivos que causan sufrimiento en la población, sobre todo de países con economía pobre, quienes en ciertos casos requieren de muchos años para recuperarse (CEPAL, 1984).

Años atrás se trataba a los problemas de inundación con enfoque de control, el mismo que consistía en reaccionar cuando el suceso ha ocurrido, implementando medidas estructurales como canales, bypass, embalses y presas, sin embargo hoy se desarrolla un nuevo concepto en el manejo de crecidas denominado Gestión Integrada de Crecidas (GIC), la cual desempeña un papel importante en la sostenibilidad de los sistemas (OMM, 2009).

La Gestión Integrada de Crecidas está orientada al aprovechamiento de las planicies de inundación, mediante la identificación y maximización de sus beneficios netos, contrario de la gestión tradicional de crecidas, como beneficios de una crecida se destaca la reposición de agua a los humedales, aporte a la recarga de acuíferos, incrementar la población de los ecosistemas pesqueros y reponer nutrientes extraídos en la producción agrícola.

Como beneficios adicionales se puede mencionar que en la GIC se considera al ciclo hidrológico como una interacción entre aguas superficiales y subterráneas, y se valora las propiedades físicas de los suelos como su capacidad de retención de agua, el grado de infiltración y el máximo almacenamiento (OMM, 2006).

El Documento Conceptual sobre GIC (OMM, 2009), señala que para su implementación se debe generar políticas integrales que permitan establecer medidas para la planificación y ordenamiento de los asentamientos, así como la construcción de planes de evacuación, sistemas de alerta temprana y obras de control de cauces naturales.

La mejor estrategia en la GIC, es adoptada mediante la determinación de las características hidrológicas e hidráulicas de la cuenca fluvial, así como los factores climáticos, morfológicos, y socioeconómicos de la región, los cuales darán indicios de la magnitud que podría tener una crecida y las estrategias a tomar en cuenta, las cuales se basan en la reducción y atenuación de las inundaciones y los efectos que estas provocan. (OMM, 2006)

Las estrategias que propone la Organización Meteorológica Mundial (OMM), sobre gestión integrada de crecidas están basadas en medidas estructurales y no estructurales tales como:

- Construcción de obras de infraestructura: presas y embalses, además diques, muros y otras obras de contención
- Reducción de la vulnerabilidad a los daños que provocan las inundaciones, en función de la regulación de las planicies de inundación
- Establecimiento de políticas para el desarrollo de la región mediante el reaprovechamiento de las crecidas y políticas de ordenamiento territorial que permitan establecer normas de construcción para infraestructura civil.
- Desarrollo de sistemas de predicción y alerta de crecidas.
- Implementación de programas orientados a la educación e información de la población sobre los riesgos de las crecidas.

2.1.2. Tipos de crecidas

La (OMM, 2009) en su documento conceptual sobre GIC, clasifica a las crecidas considerando los efectos que estas producen sobre las planicies de inundación y el origen o formación de las mismas.

Por lo tanto la clasificación de las crecidas queda definida de la siguiente manera:

- Crecidas fluviales, son las que ocurren cuando el volumen de escorrentía de un río sobrepasa su capacidad de transporte, esto se debe principalmente a factores como: fuertes precipitaciones aguas arriba, deshielos, influencia de las mareas, fallas en las estructuras de control de crecida de los ríos.
- Crecidas repentinas, estas se producen por una rápida liberación de la escorrentía en zonas montañosas, por efecto de las fuertes precipitaciones, deslizamientos de tierra o fallos en las estructuras de control de crecida de los ríos, causando graves problemas aguas abajo. La característica principal de este tipo de crecidas es la rapidez de elevación del nivel de agua en los cauces naturales, tras un descenso a gran velocidad de estas aguas, producidas generalmente en zonas montañosas debido a la topografía del terreno.
- Crecidas costeras, conocidas también como tsunamis se caracterizan por ser ocasionadas por fenómenos naturales como terremotos mar adentro erupciones de volcanes submarinos, fuertes mareas causadas por tempestades o ciclones.
- Crecidas urbanas, se producen en zonas urbanizadas debido a problemas en los sistemas de drenaje los cuales están compuestos por sumideros, canales, conductos, alcantarillas, cunetas y pozos, sumado a la permeabilidad de los suelos por material asfáltico, se produzcan inundaciones tras fuertes eventos de precipitación y en algunos casos desvió de cauces naturales hacia zonas pobladas.

2.1.3. Acciones ante eventos de crecida

Muchos factores antrópicos contribuyen a las crecidas, entre estos se encuentran actividades relacionadas al uso del suelo, como la urbanización de las cuencas hidrográficas, cuyos efectos de permeabilizar el suelo son el aumento del volumen de la escorrentía producto de las precipitaciones; la ocupación de las planicies de inundación, que obstaculiza el flujo de agua, por lo tanto las descargas y depósitos de desperdicios en los cauces fluviales disminuyen su capacidad hidráulica y se produce un desborde que afecta las planicies adyacentes. (OMM, 2011)

Los roles y responsabilidades de las instituciones gubernamentales así como de la población deben ser bien definidos, de tal forma que cada actor participe en coordinación y de manera rápida y efectiva ante un evento de crecida. (OMM, 2009)

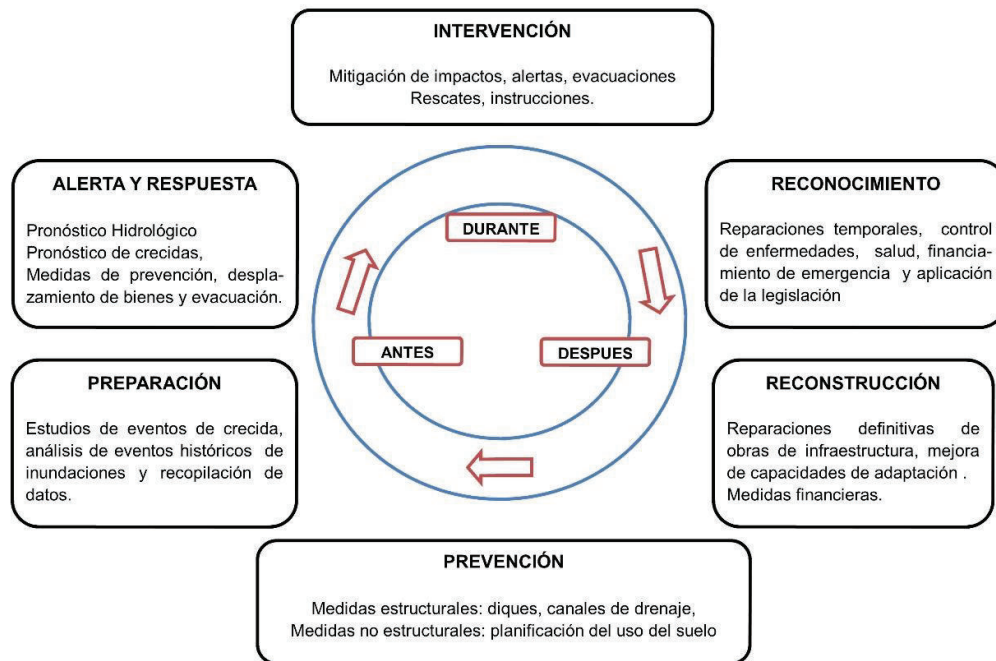


Figura 1. Ciclo de actuación e intervención ante eventos de crecida

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Fuente: (OMM, 2011)

Es importante mencionar la participación de las instituciones gubernamentales, como de la población en la gestión de riesgos y desastres naturales, esta participación debe estar orientada a la formación y cultura de preparación ante un evento hidrometeorológico que cause un desastre natural, en este caso una crecida.

Por este motivo se han desarrollado mecanismos de prevención y coordinación entre estos dos actores, conocidos como Sistemas de Alerta Temprana (SAT), los cuales deben ser implementados como una medida inicial ante eventos de crecida.

2.2. Sistemas de Alerta Temprana

2.2.1. Definición

Un Sistema de Alerta Temprana (SAT) se define como un conjunto de procedimientos y medidas, a través de las cuales se monitorea una amenaza o evento adverso, sea este de origen natural o antrópico de carácter previsible, cuya predicción es posible a través de la recopilación y procesamiento de información que interviene en dicho fenómeno.

Un sistema de alerta temprana debe permitir construir un modelo de pronóstico confiable que identifique y analice riesgos potenciales para que estos puedan ser difundidos a la población mediante un oportuno sistema de mensajes y se pueda coordinar acciones con los respectivos organismos gubernamentales y agencias de ayuda (Hill & Verjee, 2012).

2.2.2. Componentes

(Hill & Verjee, 2012), establece que un SAT ante inundaciones está compuesto por elementos sujetos a una secuencia ordenada de procesos, los cuales determinan el funcionamiento del sistema, los elementos que conforman un SAT son:

- Red hidrometeorológica de monitoreo
- Infraestructura tecnológica.
- Pronóstico de crecidas y;
- Difusión de alertas.

2.2.3. Tiempo máximo de anticipación y tiempo de mitigación

El tiempo que transcurre entre el inicio de la precipitación y el momento que esta supera el umbral de excedencia se denomina tiempo máximo de anticipación o advertencia; el tiempo que transcurre desde que la amenaza es reconocida hasta que existe una respuesta y se toman acciones se denomina tiempo de anticipación; y finalmente el tiempo en el cual se evitan o se reducen los efectos que la crecida produce, se conoce como tiempo de mitigación (Carsell, Pingel, & Ford, 2004).

La siguiente figura indica la definición del tiempo de anticipación en función de cada uno de las etapas que se dan en un sistema de alerta temprana ante inundaciones

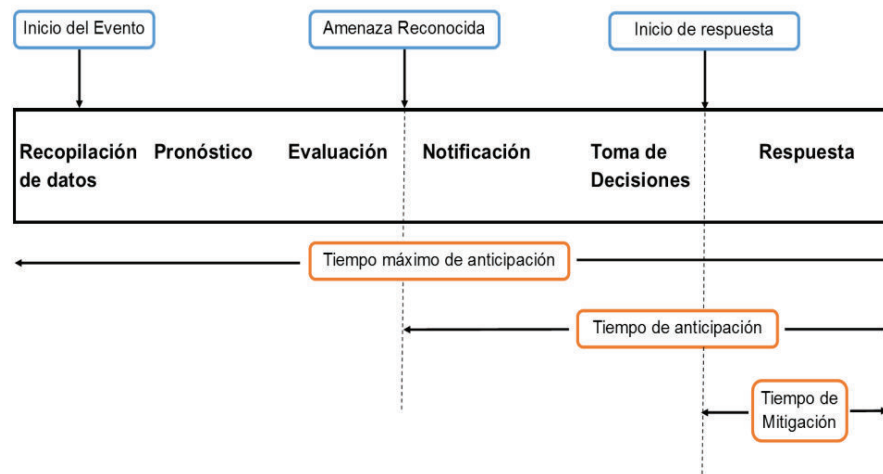


Figura 2. Línea del tiempo de anticipación en un SAT
Elaborado por: Arteaga. M, 2016
Fuente: (Carsell, Pingel, & Ford, 2004)

Los componentes básicos con los que debe contar un sistema de alerta temprana para su correcta operación y pronóstico de inundaciones oportunos son los que se presentan en el siguiente esquema.



Figura 3. Componentes de un Sistema de Alerta Temprana
Fuente: (OMM, 2011)

Los Sistemas de Alerta Temprana como se ha mencionado están conformados por varios componentes, dentro de los cuales el pronóstico de la crecida es muy importante para la difusión de alertas. Este pronóstico está construido a partir de la determinación del comportamiento hidrológico de la cuenca, en especial el cauce principal que recoge todo el flujo de agua de sus cauces aportantes.

Las herramientas que permiten establecer un aceptable pronóstico hidrológico, basado en la simulación y predicción de fenómenos físicos del sistema se conocen como modelos hidrológicos (Chavarri, 2004).

2.3. Modelos Hidrológicos

2.3.1. Definición

Un modelo es una representación abstracta de la forma, funcionamiento y estructura de un sistema real, el cual pretende imitar el comportamiento de dicho sistema. Descrito de otra manera un modelo es una representación de la realidad, basado en una serie de suposiciones, estos supuestos se hacen debido a una incompleta comprensión en los procesos y por la incertidumbre de los datos (Bedient, Huber, & Vieux, 2008).

2.3.2. Tipos de modelos hidrológicos

Las variables consideradas como entradas y salidas en un sistema hidrológico son: precipitación, abstracciones hidrológicas, infiltración y escorrentías. Estas variables forman una estructura que está constituida por un conjunto de ecuaciones que se interrelacionan entre sí (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

La siguiente figura indica el esquema de clasificación de los modelos hidrológicos basados en la simplificación de una variable dimensional para fines prácticos.

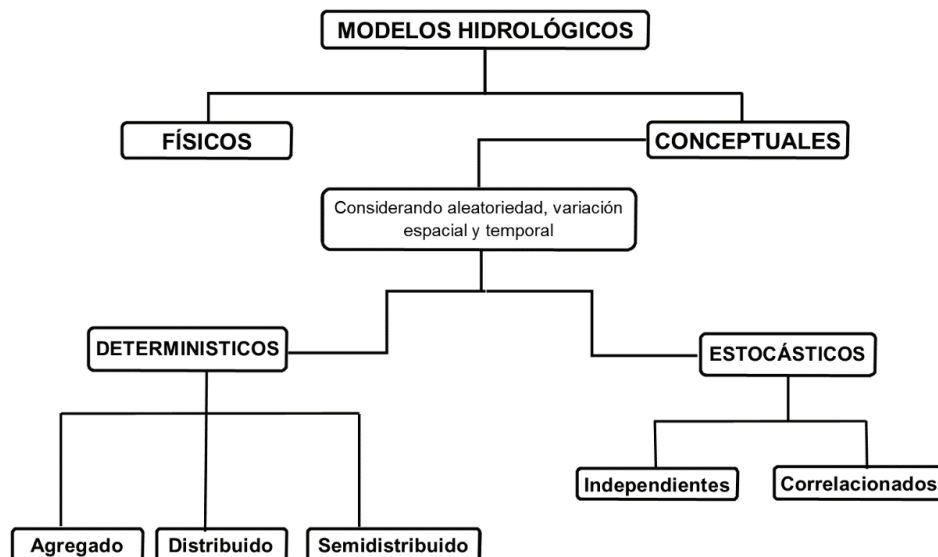


Figura 4. Clasificación de los modelos hidrológicos

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

2.3.2.1. Modelos Físicos y Conceptuales

Los modelos Físicos son prototipos o representaciones de la realidad a escala reducida, y los modelos conceptuales o numéricos representan matemáticamente al sistema hidrológico real; es decir, que describen el funcionamiento del sistema a través de ecuaciones, en las que se relacionan las variables de ingreso y salida de dicho sistema (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Los modelos hidrológicos numéricos son herramientas utilizadas para proveer respuestas cuantitativas a una serie de interrogantes asociadas a un problema, vinculado a procesos de transformación lluvia-escorrentía en una cuenca hidrográfica (Menéndez & Re, 2009).

2.3.2.2. Modelos Determinísticos y Estocásticos

Los Modelos Conceptuales se clasifican en Modelos Determinísticos y Estocásticos, los primeros no permiten aleatoriedad en una simulación, es decir que para una entrada la salida siempre será la misma; mientras que en los segundos la aleatoriedad es parcial, es decir que permiten cierta aleatoriedad a la salida debido a la incertidumbre en las variables de entrada (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

2.3.2.3. Modelos Agregados, Distribuidos y Semidistribuidos

Según la discretización espacial de los modelos, estos pueden ser Agregados, Distribuidos y Semidistribuidos. Los Modelos Agregados son considerados como un punto único adimensional, donde la precipitación es uniforme en toda la cuenca sin tomar en cuenta su variación espacial interna.

Los Modelos Distribuidos consideran a los procesos hidrológicos como fenómenos que tienen ocurrencia en el espacio, definiendo a sus variables como funciones dimensionales, es decir que permite a los parámetros variar espacialmente dentro de la cuenca (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Los Modelos Semidistribuidos utilizan una discretización espacial más o menos fina para representar el flujo en una cuenca de drenaje, es decir simulan como el sistema progresa en cada tramo; además describen como se produce el intercambio entre puntos adyacentes (Fleischbein, y otros, 2005)

2.3.2.4. Modelos Independientes y Correlacionados

Los Modelos Estocásticos pueden ser Independientes y Correlacionados, los primeros representan una secuencia de eventos que no se enlaza entre sí; mientras que los correlacionados representan una secuencia cuyos eventos contiguos están parcialmente influenciado por el anterior (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

2.3.2.5. Modelos Continuos y Eventuales

Los modelos hidrológicos eventuales describen como una cuenca responde a un evento de lluvia individual, por ejemplo la cantidad de escorrentía superficial, caudal y tiempo al pico; mientras que los modelos continuos sintetizan los procesos hidrológicos durante un período de tiempo más largo, en este período de tiempo se incluye condiciones húmedas y secas, es decir los modelos hidrológicos continuos representan como una cuenca responde a una serie de eventos de precipitación y su efecto acumulativo (Xuefeng & Steinman, 2009).

2.4. Modelo Hidrológico HEC-HMS

2.4.1. Características generales del modelo

El modelo *Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS), de acceso libre, fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica, del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU, este modelo de simulación hidrológica semidistribuido está diseñado para estimar hidrogramas de salida en una o varias subcuencas, aplicando para ello procesos numéricos como, cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión de lluvia en escorrentía directa (Menéndez & Re, 2009).

El HEC-HMS es un modelo hidrológico de simulación del proceso lluvia-escorrentía, empleado en simulaciones hidrológicas de tipo eventual y continuas (Bedient, Huber, & Vieux, 2008).

2.4.2. Componentes del modelo

Según (Bedient, Huber, & Vieux, 2008), el modelo HEC-HMS está formado por los siguientes componentes descritos a continuación:

- Interfaz del usuario
- Serie de datos
- Modelo de cuenca
- Modelo meteorológico
- Especificaciones de control

2.4.2.1. Interfaz del usuario

Es la configuración del modelo hidrológico HEC-HMS, compuesta por el explorador de cuenca, el escritorio, el editor de componentes y un registro de mensajes.

2.4.2.2. Serie de datos

Son los valores de precipitación definidos por los hietogramas que se obtienen a partir del análisis de valores extremos o registros horarios de estaciones automáticas, además de los niveles de agua registrados por estas mismas estaciones.

2.4.2.3. Modelo de cuenca

Representa numéricamente a la cuenca hidrográfica, en este componente se ingresa las características morfológicas y físicas de la misma; además se ingresa información complementaria como subcuencas, reservorios, tramos fluviales, fuentes y sumideros.

El modelo de cuenca considera tres métodos para la modelación hidrológica:

- Método de pérdida (*Loss Method*)
- Método de Transformación (*Transform Method*)
- Método de flujo Base (*Baseflow Method*)

2.4.3. Método de pérdida

Permite estimar la cantidad de lluvia que se infiltra durante un evento de crecida, los métodos de pérdida que se presentan en HEC-HMS son los siguientes:

- Initial and Constant
- Deficit and Constant
- SCS Curve Number
- Green and Ampt
- Smith Parlange
- Soil Moisture Accounting
- Gridded: Deficit and Constant, Soil Moisture Accounting, Green and Ampt, SCS Curve Number

El método "SCS Curve Number"

Está basado en la determinación de un coeficiente adimensional denominado Número de Curva (CN), considerando además, la abstracción inicial (mm) y el porcentaje de áreas impermeables de la cuenca.

El Número de Curva (CN), desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS), en la actualidad forma parte del *Natural Resources Conservation Service* (NRCS), este método asigna valores adimensionales a la cobertura del suelo, otorgando un valor de 100 a coberturas impermeables o de escurrimiento total,

y 0 a la completa infiltración del agua, por lo tanto un valor alto de número de curva significa mayor cantidad de escorrentía

En la asignación de valores de CN para una cuenca hidrográfica, según (NRCS, 1986) debe considerarse los siguientes factores:

- Grupo hidrológico de suelo
- Uso, cobertura y tratamiento del suelo
- Condición hidrológica

El grupo hidrológico de suelo, es una clasificación del mismo según sus propiedades físicas, en especial la capacidad de retención de agua. Esta clasificación está establecida por el NRCS, de los Estados Unidos de América.

El uso, cobertura y tratamiento del suelo, se refiere a la presencia y tipo de vegetación, así como las prácticas culturales y tratamiento agronómico que se da a un determinado suelo.

La condición hidrológica, es un factor que mide los efectos de la infiltración según el tipo, cubierta y el tratamiento del suelo en un área determinada, además considera la densidad de la plantación, la superficie cubierta en caso de vegetación natural, cantidad de cobertura del suelo durante el año, porcentaje de residuos de cosecha en el suelo y el grado de rugosidad de la superficie.

La Abstracción Inicial expresada en milímetros de infiltración, está definida en función de la Condición de Humedad Antecedente (AMC), en la cual se establecen tres condiciones de humedad antecedente estas son:

- Seca (AMC I)
- Promedio (AMC II)
- Húmeda (AMC III)

El análisis de la AMC permite conocer la influencia del cambio del factor CN en el proceso de escorrentía y por lo tanto el cambio en el caudal de salida (Ares, Chagas, & Varni, 2012).

La abstracción inicial (I_a) para una AMC II, se asume sea el 20% de la abstracción máxima (S).

Las ecuaciones que definidas por el SCS para la determinación de la abstracción inicial y la abstracción máxima expresadas en el Sistema Internacional son las siguientes:

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN}$$

Ecuación 1. Abstracción máxima (S)

Dónde:

S: Abstracción máxima (mm)

CN: Número de curva de cada subcuenca

$$Ia = 0.2 * S$$

Ecuación 2. Abstracción inicial (Ia)

Dónde:

Ia: Abstracción Inicial (mm)

S: Abstracción máxima (mm)

2.4.4. Método de transformación

El método de transformación convierte el exceso de lluvia en escorrentía cuando el suelo está saturado. Los métodos disponibles en el modelo HEC-HMS son los siguientes:

- Kinematic Wave
- ModClark
- User Specified S-Graph
- User Specified Unit Hydrograph
- Hidrogramas Sintéticos: Clark, SCS y Snyder

Los hidrográmas sintéticos se construyen a partir de información sobre características generales de la cuenca, y su principio es el de estimar la transformación del exceso de lluvia a escorrentía a partir de un diagrama unitario paramétrico, el cual utiliza características externas al comportamiento observado de la lluvia para estimar dicha transformación (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Los hidrogramas sintéticos utilizados para la modelación son los siguientes:

- Hidrograma Unitario de Clark
- Hidrograma Unitario de Snyder
- Hidrograma Unitario Triangular SCS

2.4.4.1. Hidrograma Unitario de Clark

El Hidrograma Unitario de Clark (H.U Clark) es un método conceptual que estima el almacenamiento de agua en una cuenca. El concepto abarca dos momentos para la transformación de lluvia a escorrentía, el primero es el traslado del flujo o caudal desde su origen por toda la cuenca hidrográfica hasta el punto de cierre o salida de la cuenca, y el segundo es la atenuación o regulación de la magnitud de este caudal (Feldman, 2000).

El Hidrograma Unitario Sintético de Clark se basa en un principio de almacenamiento de agua a corto plazo dentro de una cuenca hidrográfica en el suelo y en los cauces, por lo que este método de transformación inicia con la ecuación de la continuidad.

$$\frac{ds}{dt} = I_t - O_t$$

Ecuación 3. Tasa de almacenamiento de agua

Dónde:

ds/dt: tasa de almacenamiento de agua en un tiempo t (m³/h)

I_t: Flujo de entrada en un tiempo t (m³/h)

O_t: Flujo de salida en un tiempo t (m³/h)

El almacenamiento de agua en un tiempo t está relacionado con el flujo de salida mediante la siguiente expresión:

$$S_t = R * O_t$$

Ecuación 4. Almacenamiento en un tiempo t

Dónde:

S_t: Almacenamiento en un tiempo t (m³)

R: Coeficiente de almacenamiento (horas)

O_t: Flujo de salida en un tiempo t (m³/h)

Para la aplicación del método del H.U Clark, se requiere determinar el tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica (T_c), así como el coeficiente de almacenamiento (R), el cual es un índice de almacenamiento temporal del exceso de precipitación que responde al principio de atenuación (Sabol, 1988).

El coeficiente de almacenamiento R está expresado en unidades de tiempo (horas), este coeficiente puede ser estimado a través de calibración en caso de existir registros sin embargo la calibración recomendada según (Feldman, 2000) es la siguiente:

Tabla 1. Valores máximos y mínimos establecidos por HEC-HMS para los parámetros utilizados en el método H.U Clark

Parámetro	Máximo Horas	Mínimo Horas
Tiempo de concentración (T _c)	500	0.1
Coeficiente de almacenamiento (R)	150	0.0

Fuente: (Feldman, 2000)

El tiempo de concentración de una cuenca (T_c), se define como el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca llegue al punto de salida de la misma (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Existen varias ecuaciones que permiten determinar el tiempo de concentración (T_c) de una cuenca, las principales son las siguientes:

$$T_c = 0.02 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Ecuación 5. Método de Kirpich

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (min)

L : Longitud cauce principal (m)

S : Pendiente de cauce principal (m/m)

$$T_c = 0.3 * (L/S_o^{0.5})^{0.75}$$

Ecuación 6. Método de Temez

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (h)

L : Longitud cauce principal (Km)

S_o : Pendiente cauce principal (%)

$$T_c = 0.0195 * (L^3 / H)^{0.385}$$

Ecuación 7. Método de California Culverts Practice

Donde:

T_c : Es el tiempo de concentración (h)

L : La longitud cauce principal (m)

H : La diferencia de nivel que existe entre la divisoria de aguas con la salida (m)

El coeficiente de almacenamiento (R), se encuentra bajo el principio conceptual del modelo de reservorio lineal, modelo donde el almacenamiento tiene una relación lineal con el caudal de salida a través. En otras palabras el coeficiente R es un valor de retardo expresado en medidas de tiempo (horas) que da la cuenca al exceso de escorrentía para su desplazamiento (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

En ciertos estudios hidrológicos se ha determinado que este valor es igual al tiempo de retardo (T_{lag}), o una fracción equivalente al 75% del tiempo de concentración (Viessman & Lewis, 2003)

Si bien este coeficiente R es más teórico que físico, y una vez estipulados los rangos en los cuales el modelo HEC-HMS se desarrolla para este método, se determina el valor inicial de este coeficiente para cada subcuenca.

$$R = 0.75 * T_c$$

Ecuación 8. Coeficiente de almacenamiento (R)

Donde:

R: Coeficiente de almacenamiento (h)

T_c: Tiempo de concentración (h)

2.4.4.2. Hidrograma Unitario de Snyder

Snyder definió al hidrograma unitario como el hidrograma cuya duración de lluvia está relacionada con el tiempo de retardo de la cuenca. Entendiéndose por tiempo retardo la diferencia de tiempo que existe entre el centroide del hietograma de exceso de precipitación y el pico del hidrograma generado (Feldman, 2000).

Los parámetros que requiere el modelo HEC-HMS para el desarrollo de este hidrograma son los siguientes:

- Tiempo de retardo en horas (T_p)
- Coeficiente al pico (C_p)

El hidrograma de Snyder en condiciones estándar relaciona al tiempo de retardo (T_p) con la duración de la lluvia (D) en 5.5 veces; y su ecuación es la siguiente:

$$T_p = C_1 * C_t * (L * L_c)^{0.3}$$

Ecuación 9. Tiempo de retardo (T_p) para el H.U Snyder

Donde:

T_p: Tiempo de retardo (h)

L: Longitud del cauce principal (Km)

L_c: Distancia desde el desagüe, hasta el punto de la corriente principal que está más cerca del centroide de la cuenca (Km)

C₁: 0.75

C_t: Coeficiente basado en cuencas instrumentadas

Los valores de calibración reportados para C_t son 1.8 a 2.2

Otros valores del tiempo de retardo, ajustados para una duración de lluvia distinta a 5.5*D se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$T_{pa} = T_p + 0.25 * (D' - D)$$

Ecuación 10. Tiempo de retardo para un valor diferente a $5.5 * D$

Donde:

T_{pa}: Tiempo de retardo ajustado (h)

T_p: Tiempo de retardo (h)

D: Duración de la lluvia en exceso

D': Duración alternativa para el hidrograma unitario

Para graficar el hidrograma unitario sintético, Snyder creó parámetros W50 y W75 que representan el ancho del hidrograma para caudales pico al 50% y 75%

Mediante las siguientes ecuaciones se puede determinar los parámetros W50 y W75.

$$W_{50} = 2.14 * (A/Q_p)^{1.08}$$

Ecuación 11. Ancho (W) del Hidrograma para un caudal pico al 50%

$$W_{75} = 1.22 * (A/Q_p)^{1.08}$$

Ecuación 12. Ancho (W) del Hidrograma para un caudal pico al 75%

Donde:

W75 y W50: ancho del hidrograma (h)

A: área de la cuenca (Km²)

Q_p: Caudal pico (m³/s/cm)

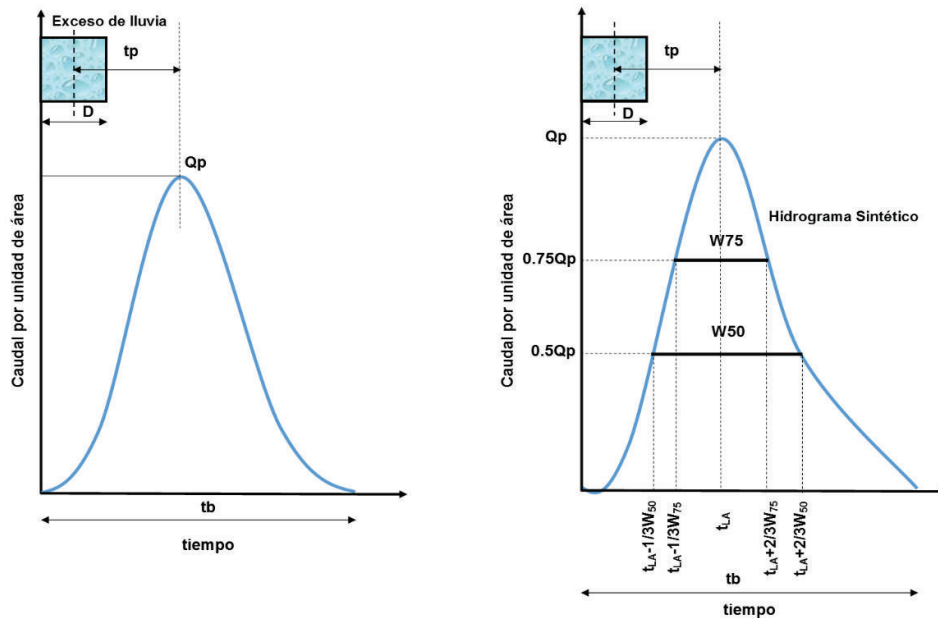


Figura 5. Hidrograma Sintético de Snyder

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Finalmente se establece los anchos para cada valor señalado, considerándose una equidistancia igual a 1/3.

2.4.4.3. Hidrograma Adimensional SCS

El SCS propone un hidrograma sintético adimensional que relaciona el caudal (Q) con el caudal pico (Q_p); y el tiempo (t) con relación al tiempo de ocurrencia del pico (t_p) en el hidrograma unitario (Chow, Maidment, & Mays, 1994). El H.U SCS se basa en los promedios de los hidrogramas unitarios derivados de las precipitaciones moderadas, este ensayo se realizó en pequeñas cuencas agrícolas en Estados Unidos (NRCS, 1986).

Los valores de caudal pico y tiempo de ocurrencia del pico, pueden estimarse utilizando un hidrograma unitario sintético triangular simplificado, donde el tiempo se expresa en horas y el caudal en metros cúbicos por segundo por centímetro.

En base al desarrollo de cierto número de hidrogramas se concluye que, el tiempo de recesión (t_r) es 1.67 veces el t_p . En los hidrogramas unitarios el área bajo el hidrograma unitario es igual a 1 cm de escorrentía directa (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

$$Q_p = C_p \frac{A}{t_p}$$

Ecuación 13. Descarga al pico (Q_p)

Donde:

Q_p : Caudal pico

C_p : Coeficiente al pico igual a 2.08 en unidades S.I

A : Área de la cuenca (Km^2)

t_p : Tiempo de ocurrencia del pico

El t_p está relacionado con la duración del exceso de precipitación y el tiempo de retardo (T_{lag}) mediante la siguiente ecuación:

$$t_p = \frac{D}{2} + T_{lag}$$

Ecuación 14. Tiempo al pico (t_p)

Donde:

D : Duración del exceso de precipitación

T_{lag} : Tiempo de retardo

Según el SCS señala que, el tiempo de retardo T_{lag} se estima como el 60% del Tiempo de concentración T_c ; según (Chow, Maidment, & Mays, 1994), este parámetro puede ser calculado aplicando la siguiente ecuación:

$$T_{lag} = 0.005 * (L * S^{-0.5})^{0.64}$$

Ecuación 15. Tiempo de retardo (T_{lag})

Donde:

T_{lag} : Tiempo de retardo (h)

L: longitud del cauce principal (m)

S: pendiente de la cuenca (%)

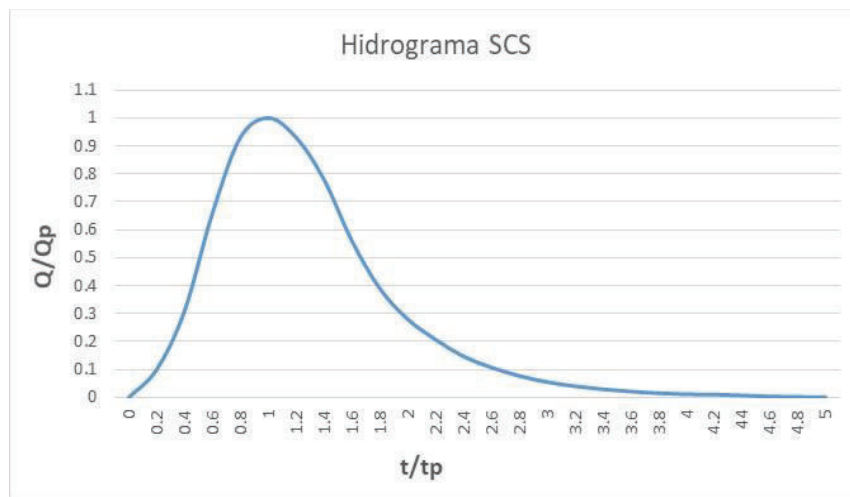


Figura 6. Hidrograma adimensional SCS

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

2.4.5. Tránsito de caudales

El tránsito de crecidas es un procedimiento que determina el tiempo y la magnitud del hidrograma en un punto determinado, para este estudio a la salida de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca del río Cañar, utilizando hidrogramas calculados aguas arriba (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Para el análisis y modelación del tránsito de crecidas el modelo HEC-HMS presenta varios métodos que son:

- Kinematic Wave
- Lag
- Modified Puls
- Muskingum
- Muskingum – Cunge

Muskingum

Es un método de tránsito hidrológico que se utiliza para analizar la relación entre el flujo y el almacenamiento en la cuenca. El método Muskingum analiza el tránsito del flujo de agua por un cauce o canal mediante un principio de almacenamiento de cuña y prisma. Cuando el área en la sección transversal del flujo de las crecientes es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por prisma es igual al caudal (Q) por un coeficiente de proporcionalidad (K), mientras que el volumen de almacenamiento por cuña es igual al coeficiente de proporcionalidad (K) por un factor de ponderación (X) de rango entre 0 a 0,5.

Finalmente se establece que el almacenamiento total (S) es igual a la suma de los almacenamientos prismático más el de cuña.

$$S = QK + K * X(I - Q)$$

Ecuación 16. Almacenamiento total en el método Muskingum

Donde:

S: Almacenamiento (m^3)

Q: Caudal (m^3/h)

K: coeficiente de proporcionalidad (h)

X: factor de ponderación

I: Flujo de entrada (m^3/h)

El coeficiente de proporcionalidad K , se define como el tiempo de viaje del hidrograma a lo largo del cauce y depende de los caudales que se encuentren a su paso. El coeficiente K puede ser estimado como el intervalo de tiempo entre los centros geométricos de los hidrogramas aguas arriba y aguas abajo.

El factor de ponderación X , de los caudales registrados aguas arriba y aguas abajo señala que su valor disminuye a medida que los caudales de paso bajan. Cuando el valor de X es 0 significa que no existe ninguna influencia de caudales aguas arriba, pero si su valor es de 0.5 significa que no existe atenuación del hidrograma, es decir que todos los caudales aguas arriba transitan por completo hacia la salida de la cuenca. Los valores más utilizados de X en varios estudios son 0.2 y 0.3 (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

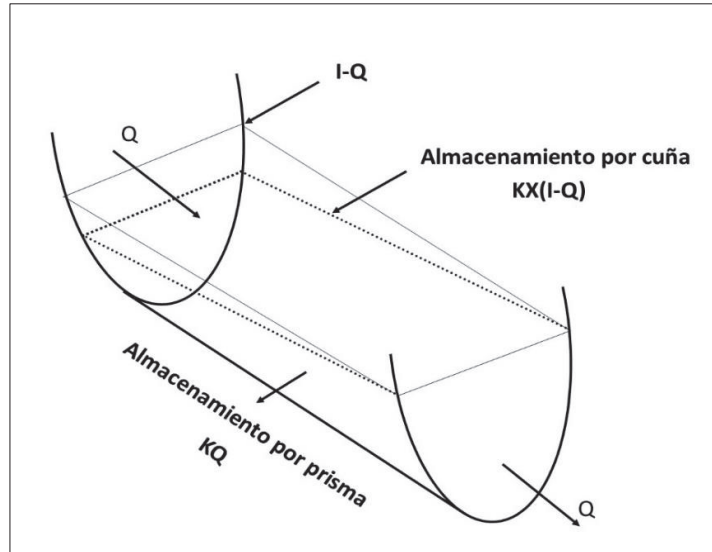


Figura 7. Método de tránsito hidrológico de Muskingum
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La calibración recomendada por el Manual Técnico para uso de HEC-HMS es la siguiente:

Tabla 2. Valores de calibración recomendados para el tránsito de caudales por el método de Muskingum

Parámetro	Máximo Horas	Mínimo Horas
K	150	0.1
X	0.5	0.1

Fuente: (Feldman, 2000)
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

2.4.2.4. El modelo meteorológico

Procesa los datos de precipitación ingresados por cada una de las subcuencas analizadas. Los métodos utilizados por este modelo para el análisis de la precipitación son: tormenta asociada a una frecuencia, pluviómetros con pesos y por celdas, inversa de la distancia, tormenta SCS, hietograma especificado y tormenta de proyecto estándar.

Para mayor información sobre el uso y manejo del programa se recomienda revisar el Manual Técnico de Referencia HEC-HMS (Feldman, 2000), del *US Army Corps*.

2.4.2.5. Especificaciones de control

Las especificaciones de control contienen información disponible para el modelo sobre tiempo y fecha de inicio de cada evento, así como el tiempo y fecha de finalización del procesamiento de datos de simulación (Fleming & Brauer, 2015).

2.4.6. Extensión HEC-GeoHMS

La extensión HEC-GeoHMS es una herramienta diseñada para sistemas de información geográfica, que ayudan al procesamiento de los datos hidrológicos de una cuenca seleccionada, previo al análisis en el modelo HEC-HMS.

La información necesaria que requiere la herramienta HEC-GeoHMS es la siguiente: modelo digital de elevaciones (DEM), capas en formato shape sobre ubicación geográfica, red hidrográfica, coberturas vegetales, usos de suelos y estaciones de aforo.

El procedimiento para la modelación hidrológica empieza con la generación de entradas hidrológicas con la ayuda de la extensión HEC-GeoHMS, y esta consiste en la aplicación de los siguientes procesos:

1. Pre procesamiento del terreno
2. Generación de un nuevo proyecto (Project Setup)
3. Procesamiento de la cuenca
4. Caracterización de la cuenca hidrográfica y sus cauces
5. Determinación de los parámetros hidrológicos

El Pre procesamiento del terreno, describe colectivamente el patrón de drenaje de la cuenca y permite su delineación y determinación del cauce principal.

Este proceso se genera un conjunto de datos representados en capas como: red hídrica principal, dirección y acumulación del flujo, red de arroyos o cauces secundarios, segmentación de las corrientes y delimitación de subcuencas.

El Procesamiento de la cuenca combina de forma interactiva la cuenca con sus respectivas subcuencas, es decir une o divide las subcuencas formadas a partir del modelo digital.

La Caracterización de la cuenca hidrográfica y sus cauces ayuda a determinar varias características físicas de las subcuencas y sus cauces, las mismas que son utilizadas en la estimación de parámetros hidrológicos, y almacenadas en tablas de atributos para su exportación.

Finalmente la determinación de los parámetros hidrológicos presenta al usuario la opción de estimar una serie de parámetros hidrológicos que pueden ser calculados como valores promedio para la subcuenca y su red hídrica, en función de bases de datos para el análisis de suelos y otros parámetros hidrológicos (Fleming & Doan, 2013).

Para mayor información sobre el uso y manejo de la extensión se recomienda revisar el Manual de usuario HEC-GeoHMS 2013 Versión 10.1, del US Army Corps.

2.4.7. Calibración de un modelo hidrológico

La calibración de un modelo es el proceso por el cual se compara los resultados obtenidos en la simulación con los datos obtenidos en mediciones en campo; un modelo se puede calibrar manualmente por métodos de prueba y error, o automáticamente utilizando técnicas de optimización matemática (Bedient, Huber, & Vieux, 2008).

En el proceso de calibración es importante definir la función objetivo, cuya finalidad es estimar la incertidumbre entre los datos simulados respecto a los observados. La función objetivo es una medida de bondad de ajuste, usualmente se utiliza varias funciones estadísticas, entre las más representativas tenemos: el Porcentaje de Sesgo (PBIAS) y El Coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE), Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE), Error de Balance de Masas, entre otros; cuyos criterios permiten establecer la precisión y error del modelo (Moriasi, y otros, 2007).

2.4.8. Validación de un modelo hidrológico

Es recomendable validar un modelo hidrológico evaluando los resultados de la calibración a través del análisis de desempeño del mismo, este análisis se puede realizar de forma gráfica (volumen, caudal y tiempo al pico) y estadística; en la primera se compara visualmente los hidrogramas, mientras que la validación estadística utiliza medidas de bondad de ajuste (Moriasi, y otros, 2007)

Cabe indicar que es importante analizar la sensibilidad de los parámetros que puedan repercutir o incidir en los resultados finales.

En los modelos hidrológicos existen tres fuentes posibles de error o incertidumbre:

- **El propio modelo:** un modelo se considera como una parte del entorno natural del ciclo hidrológico, en el que existe muchos fenómenos, mecanismos, procesos y simplificaciones espacio-temporales.
- **Parámetros del modelo:** aun suponiendo la perfección en la estructura del modelo, su estimación depende de la precisión de los datos utilizados.
- **Datos de entrada y respuestas de salida:** los datos de entrada están sujetos a imprecisiones, error en la toma, consignación, entre otros, que pueden ser más o menos graves. Incluso existe un cierto grado de incertidumbre cuando se realiza una interpolación de los mismos (Roche, Miquel, & Gaume, 2012).

2.5. Estado del arte modelación hidrológica utilizando HEC-HMS

Se han realizado estudios alrededor del mundo sobre modelación de crecidas (modelos hidrológicos eventuales) basados en la implementación del modelo HEC-HMS, dentro de los cuales podemos destacar los siguientes:

(Xuefeng & Steinman, 2009), en su estudio *Event and Continuous Hydrologic Modeling with HEC-HMS*, describen la modelación hidrológica de cuatro eventos individuales de lluvia en la cuenca del Lago Mona en Michigan, con la finalidad de calibrar e identificar los parámetros óptimos que serán utilizados posteriormente en una modelación continua.

La calibración estipula que los parámetros más adecuados son: para el método de pérdida “SCS Número de curva”; para el método de transformación, el Hidrograma Unitario de Clark; flujo base el método de recesión; y para el tránsito de caudales se utilizaron tres métodos: desfase progresivo, Muskingum y Lag.

Como herramientas de evaluación se utilizan la Función Objetivo Normalizada (NOF) y Eficiencia de modelado o Nash-Sutcliffe, cuyos resultados indican que los promedios obtenidos en las ocho estaciones de monitoreo son de 0.185 y 0.844 respectivamente, lo cual indica que existe una alta correlación entre la simulación y los datos observados en campo para el caso de la modelación eventual.

A pesar de obtener estos resultados, en este estudio también se encontró que para pequeñas subcuencas, escalas de tiempo como por ejemplo escalas horarias impiden determinar cómo estas cuencas responden a eventos de tormenta, además alteran la precisión en el cálculo de parámetros relacionados al tiempo, como el tiempo de retardo y tiempo de concentración.

Al utilizar datos a escala más pequeña en la modelación de evento, por ejemplo 5 minutos, la calibración es mucho más fina y los parámetros son de mayor precisión, lo cual mejora ampliamente la modelación continua.

En este estudio se recalca que es necesario considerar varios factores antes de la selección de eventos de tormenta utilizados en la modelación hidrológica, estas consideraciones son la magnitud, duración y variabilidad espacio temporal de la precipitación.

El estudio realizado por (Matt Fleming & Neary, 2004) denominado *Continuous Hydrologic Modeling Study with the Hydrologic Modeling System*, presenta el desarrollo de metodologías de calibración del algoritmo “Contador de Humedad del Suelo” – SMA, por sus siglas en inglés, con la finalidad de establecer al mencionado algoritmo como un posible

reemplazo a la utilización del modelo HEC1-API en la simulación del proceso lluvia-escorrentía para la cuenca del río Cumberland, cuya superficie es de aproximadamente 46422 Km².

Para la calibración y validación del algoritmo SMA, se considera ajustar 7 de los 12 parámetros que este requiere para su desarrollo, estos parámetros son:

- Intercepción del dosel (forestal)
- Almacenamiento de la superficie de depresión
- Tasa máxima de infiltración
- Máxima capacidad de almacenamiento de agua del suelo
- Almacenamiento de agua en la zona de tensión
- Tasa de percolación del suelo
- Tasa de percolación del agua subterránea

Estos parámetros fueron estimados tras procesar la cobertura y uso del suelo con el estado del suelo, a través de un sistema de información geográfica (SIG).

El estudio señala que la tasa máxima de infiltración es la que presentó mayor sensibilidad y la cual causó mayor variación en los flujos simulados, por lo que esta no fue considerada en la calibración del modelo.

Durante la calibración automática en HMS, se utiliza el método iterativo para definir con mayor exactitud y minimizar el procedimiento de la función objetivo, las funciones objetivo consideradas son la suma del error absoluto, la suma del error cuadrático, el porcentaje de error en el pico y el error cuadrático de la raíz ponderada.

A pesar de utilizar este método iterativo, se consideró debido a resultados irracionales, utilizar métodos manuales para obtener resultados más razonables y en rangos prácticos y aceptables, es importante señalar que el flujo de agua subterránea fue uno de los principales contribuyentes al flujo de la corriente, el cual fue utilizado para igualar el volumen de escurrimiento entre los hidrogramas simulado y observado.

Los resultados señalan que, estimar valores de parámetros iniciales usando SIG puede reducir ampliamente la incertidumbre de estos valores para cada parámetro seleccionado antes de calibrar el modelo.

El estudio concluye que es importante desarrollar métodos de parametrización de modelos hidrológicos mediante la utilización de SIG, debido a la utilización de bases de datos geoespaciales de fácil acceso, también demuestra que los parámetros para el algoritmo

SMA, se derivan de registros históricos de caudal y bases de datos SIG disponibles y de fácil acceso.

El promedio de desviación de los valores de los parámetros simulados frente a los observados es del 37%, además se señala que una simulación estacional tiene mejores resultados que una simulación anual, por lo que es necesario en una simulación, diferenciar las condiciones secas y húmedas, sin embargo el estudio recomienda que se aplique una simulación semianual, ya que presenta un rendimiento mejorado sin la calibración requerida para el modelo estacional.

El estudio de (Ahmad & Ghumman, 2009) denominado *Estimation of Clark's Instantaneous Unit Hydrograph Parameters and Development of Direct Surface Runoff Hydrograph*, presenta una metodología que permite estimar el tiempo de concentración (T_c) y el coeficiente de almacenamiento (R), parámetros que conforman el Hidrograma Unitario de Clark, para la estimación del hidrograma de escorrentía directa.

En la determinación del coeficiente R se utilizó una metodología conocida como “técnica de la pendiente simplificada” cuyo código fue escrito en FORTRAN, mientras que su optimización fue establecida por cuatro funciones objetivo.

En la calibración del modelo se utilizan diez eventos de crecida al azar, y cinco eventos para validación, el proceso se realiza en la cuenca hidrográfica del río Indus, ubicado en una región semiárida de Pakistán, con una superficie aproximada de 5598 km².

Los resultados de la validación del modelo son satisfactorios, pues su eficiencia se aproxima al 95%, siendo el coeficiente R el parámetro más sensible comparado con el tiempo de concentración.

Las conclusiones de este estudio, señalan que no es necesario plantear ecuaciones regionales para estimar los parámetros del Hidrograma de Clark, sino que estos pueden ser determinados para una cuenca en particular, considerando la amplitud de datos recopilados para el modelo.

En la obtención de valores óptimos del coeficiente R , se debe tener registros largos de datos para el modelo lluvia-escorrentía, mientras que los valores óptimos del tiempo de concentración (T_c), están en función del diagrama tiempo-área determinado a través de modelos empíricos.

Los resultados producto de la función objetivo basada en el valor del caudal pico, son estimados de mejor manera que los resultados de la función objetivo basada en el hidrograma completo.

En cuanto a las características físicas, los resultados indican que las respuestas hidrológicas que presenta la cuenca están relacionadas con el factor de forma, pues para cuencas alargadas existe mayor efecto de la translación del flujo, al contrario de las cuencas redondeadas que presentan difusión de la escorrentía.

La forma del hidrograma de escorrentía directa es más sensible a la variación de los valores del coeficiente R, que de los valores del tiempo de concentración (T_c), esto indica que la difusión de la escorrentía es dominante comparada con los efectos que causa la traslación de flujos en las zonas de captación o confluencia.

Una conclusión importante producto de los resultados de este estudio, es que el hidrograma de Clark por lo general subestima la recesión del hidrograma de escorrentía, lo cual conlleva a que existan errores en la validación del volumen de escorrentía: así como este hidrograma de Clark es aplicable en una cuenca aforada.

Finalmente este estudio señala que, a pesar de aplicar el método planteado a una cuenca con datos de lluvia y flujo observados, el método también es aplicable cuencas no medidas mediante tormentas simuladas hipotéticamente, y datos de crecida máxima producto de encuestas; por lo tanto el coeficiente R puede ser utilizado para la aplicación a diferentes tormentas de diseño.

En los estudios para la implementación del Sistema de Control de Inundaciones Cañar, desarrollado por la empresa consultora (ACSAM Consultores, 2011), para la modelación hidrológica se utiliza el modelo HEC-HMS, cuyo hietograma de diseño es de 180 mm para un período de retorno de 50 años, construido a partir de información proveniente de 63 estaciones meteorológicas con registros de 7 a 21 años en un período comprendido entre los años 1964 a 1988. Sin embargo debido a la intermitencia de registros en esta red de estaciones identificada, únicamente el estudio consideró a las estaciones que tenían registros de datos mayores a 10 años.

El método de pérdida seleccionado fue el "SCS Número de Curva" considerando al parámetro número de curva (CN) como el de mayor sensibilidad en el proceso, los valores de CN para toda la cuenca fueron establecidos en un rango de 68 a 75, el método de transformación utilizado es el método del Hidrograma Unitario de Clark. Los resultados de este modelamiento señalan que en la derivadora (aguas arriba de Puerto Inca) el caudal es de $1510 \text{ m}^3/\text{s}$, para un período de retorno de 50 años.

Se debe acotar que en este estudio realizado por (ACSAM Consultores, 2011), se utilizó el mapa de uso y cobertura del suelo generado por el Ministerio de Agricultura, Ganadería,

Acuicultura y Pesca (MAGAP) correspondiente al año 2002, y bajo una escala de 1:250000, así como la información de precipitación es generada a partir de datos desactualizados y con alta incertidumbre de error.

En el modelo numérico hidrodinámico se establecen los siguientes valores: pendiente en la sección de recarga igual a 0.0010; flujo no permanente mixto; aguas arriba el hidrograma de diseño, cuyo caudal pico es de 1100 m³/s; aguas abajo el valor de la pendiente; los coeficientes de Manning son 0.025 para las planicies de inundación y 0.0032 para el lecho del río Cañar.

Los resultados obtenidos a través del modelo numérico señalan que el caudal máximo, registrado en la sección del puente de Puerto Inca llegarían a la cota 27 msnm, produciéndose una inundación. Finalmente a través de la herramienta HEC-GeoRAS es estudio concluye que, las crecidas que se produzcan en el río Cañar afectarían a 15500 hectáreas.

La tesis desarrollada por (Clavijo & Peñaherrera, 2013), titulada “Diseño de una red de estaciones meteorológicas e hidrológicas para la previsión de crecidas e inundaciones, en las cuencas de los ríos Chone, Portoviejo, Bulubulu y Chongón”, tiene por objetivo diseñar una red hidrometeorológica que permita generar información en tiempo real para la respuesta oportuna a eventos de inundación, ocurridos en cuatro cuencas hidrográficas, una de ellas correspondiente al río Bulubulu, la cual forma parte del gran proyecto de Control de Inundaciones Bulubulu-Cañar-Naranjal.

En este estudio para el río Bulubulu se realizó a través una modelación hidrológica continua con ayuda del modelo HEC-HMS, en el cual se consideró 3 estaciones climatológicas, para los registros de precipitación, de ellas solo 2 disponían de datos mayor a 10 años; mientras tanto que para los registros de caudal, fueron consideradas 2 estaciones hidrológicas, con datos mayores a 10 años.

Como método de pérdida para el modelo HEC-HMS se consideró el “SCS número de curva”; para el método de transformación al Hidrograma Sintético Unitario SCS, y para el tránsito de caudales se utilizó el método de Muskingum.

Los resultados de la modelación hidrológica señalan que existe un caudal máximo registrado en la estación H448-Payo AJ Bulubulu, de 271m³/s, y un caudal específico de 837 l/s/km² para un período de retorno de 50 años, este valor fue validado mediante métodos estadísticos probabilísticos.

Como conclusión de este estudio se señala que, la validación de los caudales específicos tuvieron errores relativamente bajos, por lo que para este estudio se da por válido la aplicación del modelo HEC-HMS bajo los parámetros antes señalados.

El estudio desarrollado por (Sabol, 1988), titulado *Clark Unit Hydrograph and R-Parameter estimation*, señala que el hidrograma unitario de Clark puede ser utilizado para estudios hidrológicos, pronóstico de inundaciones y reproducción de eventos de crecida, sin embargo su escasa aplicación radica en la dificultad de estimación de uno de sus parámetros, específicamente el coeficiente de almacenamiento R.

Este estudio presenta un procedimiento analítico para la estimación del coeficiente R, tomando en cuenta hidrogramas registrados, utilizando la técnica de “análisis de recesión hidrográfica” en cuencas hidrográficas no intervenidas.

El método del hidrograma unitario de Clark es muy eficiente en el modelamiento hidrológico de crecidas debido a que la descarga máxima se encuentra en función de la forma de la cuenca, así como sus características hidráulicas se encuentran en función del tiempo de concentración, no obstante la determinación del coeficiente R, es relativamente difícil debido a la falta metodologías que precisen su cálculo.

El presente estudio para la determinación del coeficiente R, fue desarrollado en una cuenca de 104000 hectáreas, ubicada el oeste de Colorado, su composición va desde una conformada por mesetas, zonas escarpadas y valles, la cuenca total está dividida en 7 subcuencas, donde cada meseta representa una de estas.

Se realizaron análisis de recesión hidrográfica a los hidrogramas seleccionados, determinándose un coeficiente de recesión y un coeficiente de almacenamiento (R); así como se calculó el tiempo de concentración (T_c), área de drenaje (A) y longitud del cauce principal (LCP), para cada subcuenca generada.

A través de la ecuación $T_c/R=1.46-0.0867*L^2/A$ se determina el valor de R, del cual se desprenden los siguientes resultados:

Un valor de 5,3 para L^2/A , el coeficiente R es igual al tiempo de concentración, para valores inferiores el coeficiente R es menor que el tiempo de concentración, y valores superiores el coeficiente R es mayor que el tiempo de concentración; por lo tanto para cuencas alargadas el coeficiente de almacenamiento R es mayor que el tiempo de concentración, mientras que para cuencas con una longitud mayor a cinco veces su ancho el coeficiente R es menor que el tiempo de concentración.

2.6. Modelos Hidrodinámicos

2.6.1. Definición e importancia

Los modelos hidrodinámicos de cauces permiten resolver problemas de ingeniería hidráulica y fluvial, el modelo hidrodinámico desarrolla una réplica reducida de los fenómenos que ocurren en un cauce. Los resultados que se obtienen de la modelación hidrodinámica son aproximados, ya que existen factores complejos como la turbulencia y la dificultad que imponen los contornos reales y tridimensionales de los ríos (Martín, 2003)

En ingeniería fluvial se conocen los modelos de Lecho Fijo o también conocidos como “hidráulicos” y los modelos de Lecho Móvil o “fluviales”, el primero tienen por objeto analizar las magnitudes hidráulicas como calados, velocidades y áreas inundables, este debe representar correctamente la geometría y rugosidad del lecho; el segundo modelo (fluvial) analiza a más de las magnitudes hidráulicas el comportamiento del fondo erosionable y el movimiento de los sedimentos, este modelo debe representar correctamente la geometría y rugosidad, considerando criterios de semejanza respecto a los sedimentos y caudales sólidos encontrados (Martín, 2003).

2.6.2. Flujo en canales abiertos

Un canal abierto se define como un sistema de flujo en el cual, la superficie del fluido está en contacto con la atmósfera, por ejemplo los ríos y corrientes. En el campo de la ingeniería civil para entender la dinámica de los ríos es necesario conocer los principios básicos de hidráulica de régimen en lámina libre (Mott, 1996).

2.6.3. Clasificación del flujo en canales abiertos

Se clasifica en Flujo Permanente y Flujo No Permanente, el flujo es permanente, cuando las propiedades de un fluido y la descarga no cambian con respecto al tiempo y este puede ser uniforme y variado; uniforme cuando no existen cambios de velocidad con respecto al espacio; mientras que el flujo es variado cuando la descarga permanece constante pero la profundidad del fluido cambia a lo largo de la sección de interés, a su vez este flujo puede ser rápidamente variado gradualmente variado, la diferencia se da en la rapidez del cambio de profundidad con la posición a lo largo del canal.

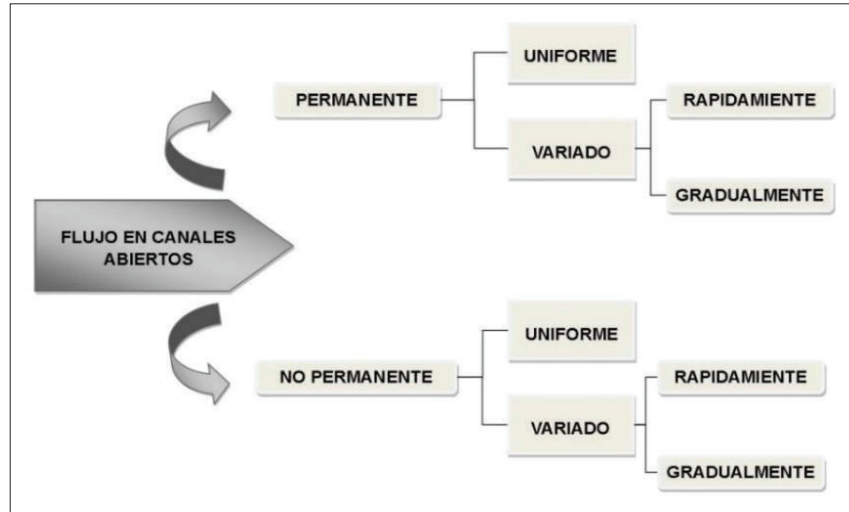


Figura 8. Clasificación del flujo en canales abiertos

Fuente: (Chow, 1994)

La ecuación que define al flujo permanente es la siguiente:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0; \frac{\partial p}{\partial t} = 0; \frac{\partial v}{\partial t} = 0; \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

Ecuación 17. Ecuación de flujo permanente

Dónde:

ρ = densidad

p = presión

v = velocidad

z = posición respecto a una referencia.

El flujo es no permanente, cuando la descarga varía con respecto al tiempo; si además existen cambios en la profundidad del fluido a lo largo de la sección de interés se denomina “flujo no permanente variado”, este también puede ser, flujo no permanente rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas, caso contrario el flujo es no permanente gradualmente variado (Chow, 1994).

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0; \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0; \frac{\partial v}{\partial t} \neq 0; \frac{\partial z}{\partial t} \neq 0$$

Ecuación 18. Ecuación de flujo no permanente

2.6.4. Análisis unidimensional del flujo en canales abiertos

El problema del escurrimiento en cauces naturales o canales artificiales, se resuelve generalmente por medio de un análisis unidimensional, este análisis permite obtener resultados cuantitativos y explicaciones cualitativas del fenómeno. El análisis

unidimensional describe las características medias de la corriente en cada sección transversal, por lo tanto solo resuelve aquellas escalas de movimiento mucho mayores que las dimensiones transversales, es decir no considera a corrientes secundarias y formación de remolinos (Mott, 1996).

Para trabajar con un modelo unidimensional hay que considerar los siguientes criterios:

- El único campo de fuerzas actuante es la gravedad.
- No se considera a las fuerzas de inerciales provocadas por la rotación del planeta.
- Se consideran despreciables los efectos de resistencia al aire, es decir se ejerce una presión constante sobre el contorno de separación entre el fluido y la atmósfera.
- La forma del canal es invariable, lo que significa que el cauce no se deforma con el tiempo.
- La alineación y la forma del cauce son arbitrarias pero sin variaciones bruscas.
- Los componentes de la velocidad en las secciones transversales a la dirección del escurrimiento son considerablemente pequeñas frente a las componentes longitudinales, lo que significa que el escurrimiento debe ser unidireccional.
- No considera régimen transitorio, es decir que el flujo es laminar o turbulento.

2.6.5. Ecuaciones de Saint Venant en Una Dimensión

Se definen como un conjunto de ecuaciones diferenciales, cuyo principio es aplicar los elementos de la mecánica a elementos fluidos de dimensiones transversales finitas.

Las ecuaciones de Saint Venant son utilizadas en el modelamiento de la variación del caudal de un fluido, en una dimensión y un determinado tiempo, en flujo no permanente sobre un cauce o superficie libre. (Pujol & Menéndez, 1987).

El mismo autor señala que para su desarrollo se consideran los siguientes supuestos:

- La velocidad del flujo varía en dirección longitudinal al cauce
- La variación de la profundidad a lo largo del cauce es gradual
- El fluido es incompresible y de densidad constante.
- Se tiene un cauce de baja pendiente
- No existe erosión en el lecho
- Se calcula la resistencia a través del flujo uniforme permanente.

Las ecuaciones de Saint Venant están basadas en las ecuaciones de la Continuidad y la Cantidad de Movimiento, es decir el principio de la conservación de la masa y la cantidad de movimiento del sistema permanece constante (Chow, 1994).

La ecuación de la continuidad en términos del caudal (Q) y el área (A) se expresa como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Ecuación 19. Continuidad en términos de caudal

La ecuación de la continuidad en términos de la velocidad media longitudinal (v), y la profundidad (y), se expresa como:

$$v \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Ecuación 20. Continuidad en términos de velocidad y profundidad

Cuando se equilibran o igualan las fuerzas externas (gravedad, presión, fricción) aplicadas a un volumen de control, surge la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento.

De la misma forma la ecuación de la conservación de movimiento en términos del caudal (Q), el área (A) se expresa como:

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

Ecuación 21. Conservación de movimiento en términos de caudal

La ecuación anterior en términos de la velocidad media longitudinal (v), se expresa como:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0$$

Ecuación 22. Ecuación de la conservación de movimiento en términos de velocidad

Este conjunto de ecuaciones, tanto la de la continuidad como de la conservación de movimiento se denominan “Ecuaciones de Saint Venant”, las cuales son utilizadas en el análisis unidimensional del flujo en canales o corrientes.

En las ecuaciones de Saint Venant existen tres simplificaciones básicas conocidas como ondas, definidas como perturbaciones que se propagan con una determinada dependencia espacio-temporal.

2.6.5.1. Onda dinámica

Son ondas que se disipan o atenúan rápidamente, estas resuelven las ecuaciones completas de Saint Venant.

2.6.5.2. Onda difusiva

La onda difusiva se produce en ausencia de la onda cinemática, y dinámica es decir en condiciones mixtas, cinemático-dinámicas.

2.6.5.3. Onda cinemática

Son modelos simplificados del flujo no permanente en canales abiertos, podría decirse que son las que predominan ya que viajan a menor velocidad.

Tabla 3. Simplificaciones de la ecuación en función de la conservación de movimiento

Aproximación	$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t}$ Aceleración local	$\frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$ Aceleración Convectiva	$g \frac{\partial y}{\partial x}$ Fuerza de Presión	$g(S_o - S_f)$ Fuerza gravitacional y de fricción
Onda dinámica	Presente	Presente	Presente	Presente
Onda Difusiva	Ausente	Ausente	Presente	Presente
Onda Cinemática	Ausente	Ausente	Presente	Presente

Fuente: (Pujol & Menéndez, 1987)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Cuando expresamos la pendiente de pérdida de energía (S_f) en función del caudal (Q), el área (A) y tiempo (t) se derivan tres tipos de flujo, que se muestran en la siguiente tabla.

$$S_f = S_o - \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A} + \frac{\partial y}{\partial x}$$

Ecuación 23. Pendiente de pérdida de energía

Tabla 4. Flujos derivados en función de la pendiente de pérdida de energía

Aproximación	$-\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}$ Aceleración local	$-\frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$ Aceleración Convectiva	$-\frac{\partial y}{\partial x}$ Fuerza de Presión	(S_o) Fuerza gravitacional y de fricción
Flujo no permanente no uniforme	Presente	Presente	Presente	Presente
Flujo permanente no uniforme	Ausente	Ausente	Presente	Presente
Flujo permanente uniforme	Ausente	Ausente	Presente	Presente

Fuente: (Pujol & Menéndez, 1987)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

2.7. Modelo HEC-RAS

2.7.1. Características Generales del Modelo

El modelo Hidráulico HEC-RAS (River Analysis System), fue desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers, de los Estados Unidos, conformado por los siguientes principios básicos (CIWR HEC, 2016).

- Simulación de flujo permanente y no permanente
- Análisis del transporte de sedimentos

El principio de funcionamiento de este modelo se basa en el cálculo de la altura de escurrimiento del agua en una sección, partiendo del dato de la sección adyacente, a través del establecimiento del balance energético entre estas secciones (CIWR HEC, 2015).

Los problemas de flujo uniforme generalmente implican aplicar la ecuación de Manning para determinar la profundidad normal (y_n), que es la única profundidad del agua en flujo uniforme. La selección del coeficiente n en la ecuación de Manning requiere mucho análisis y experiencia por parte del ingeniero o hidrólogo, generalmente se resuelve la profundidad normal en función de la pendiente del lecho determinado (S_0), de la misma manera se puede resolver para el diseño de un canal cuando se especifica la profundidad normal (CIWR HEC, 2015).

2.7.2. Fundamento teórico

El modelo HEC-RAS se fundamenta en la simulación hidráulica considerando la información geométrica del cauce y los datos del flujo. En perfiles de flujo permanente gradualmente variado, el programa permite analizar un red de canales del cauce y modelar flujos supercríticos, subcríticos y mixtos, siendo la modelación de regimenes supercríticos más relacionada con el flujo no permanente (CIWR HEC, 2015).

La modelación hidráulica tiene como fundamento encontrar la solución unidimensional de la ecuación de la energía, mientras que las pérdidas de energía por fricción son determinadas a través de la ecuación de Manning, y los procesos de contracción y expansión son calculados a través de un coeficiente establecido multiplicado por la carga de velocidad. En flujos rápidamente variados como saltos hidráulicos, obstrucciones por puentes y confluencia de ríos el programa utiliza la ecuación del Momentum (CIWR HEC, 2015).

En la modelación de zonas o áreas de inundación y estudios para el control de crecidas el programa utiliza el flujo no permanente. El modelo genera las simulaciones de curvas de remanso, las cuales se desarrollan en función de las siguientes premisas:

- Flujo permanente
- Flujo gradualmente variado
- Flujo unidimensional
- Pendiente no pronunciada
- Pendiente de la línea de energía constante entre dos secciones transversales contiguas

- Condiciones de borde para cauces naturales

La determinación del transporte de sedimentos está fundamentada en la simulación en una dimensión, estableciendo el ensanchamiento de la sección debido a procesos de socavación o reducción de la misma por depósito a través del tiempo; además el HEC-RAS tiene la capacidad de dotar de información para determinar la profundidad de navegación en grandes ríos, así como establecer la cantidad de sedimentos en cauces naturales o canales artificiales (Brunner , 2015).

2.7.3. Extensión HEC-GeoRAS

Es una herramienta desarrollada para ArcGIS, por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos y el Instituto de Investigaciones de Sistemas Ambientales, por sus siglas en inglés ESRI, la cual se define como un conjunto de procedimientos y utilitarios diseñados para el procesamiento de datos geo referenciados que permiten complementar el trabajo con HEC-RAS (Ackrerman, 2009).

Esta herramienta crea un archivo que importa a HEC-RAS datos de geometría del terreno incluyendo y cauces del río, así como secciones transversales, mientras que los resultados obtenidos de calados y velocidades pueden ser exportados de HEC-RAS a ArcGIS, permitiendo generar mapas de riesgos y definir zonas de inundación (Ackrerman, 2009).

La herramienta HEC-RAS dentro de la definición de la geometría permite crear los siguientes atributos:

- Centros del flujo a través del cauce dentro de los cuales se etiqueta y nombra a los cauces y afluentes.
- Crear secciones trasversales
- Los atributos de las secciones transversales
- Extraer modelos de elevación

Luego de ingresar y generar los atributos geométricos el programa desarrolla mediante corridas los siguientes procesos.

- Creación de un nuevo proceso
- Importar elementos de RAS a ArcGIS
- Introducir datos hidráulicos de flujo permanente
- Perfiles de lámina de agua
- Complementar la geométrica con estructuras hidráulicas
- Procesar los resultados de HEC-RAS
- Revisar los resultados hidráulicos

Además se puede procesar opciones avanzadas como incluir tramos con confluencias, incluir nuevos tramos colocar secciones en cota correcta, introducir puentes entre otros. (Ackreman, 2009)

Para mayor información sobre el uso de esta herramienta se recomienda revisar el Manual de Usuario “*HEC-GeoRAS GIS tools for support of HEC-RAS using ArcGIS*”.

3. DIAGNÓSTICO Y CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA

3.1. Diagnóstico de la cuenca del río Cañar

3.1.1. Información utilizada en el estudio

La información utilizada en el presente estudio es de carácter oficial, emitida por instituciones públicas quienes a través de los años han generado datos, mapas, capas y modelos que son utilizados para diferentes aplicaciones. En el presente estudio se ha utilizado la siguiente información:

Tabla 5. Información cartográfica y digital utilizada en el estudio

Elemento	Escala/ Resolución	Institución	Año
Modelo Digital de Elevación: Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)	30 x 30 m	The National Aeronautics and Space Administration (NASA)	2009
División Política Administrativa del Ecuador	1:250000	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC)	2010
Mapa Geológico del Ecuador	1:1000000	Instituto Nacional de Investigación Geológico, Minero, Metalúrgico (INIGEMM)	1993
Mapa Taxonomía del suelo	1:250000	Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP)	2002
Mapa de Cobertura y uso de la tierra en el Ecuador continental	1:100000	Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP)	2014
Cartografía Base	1:50000	Instituto Geográfico Militar (IGM)	2016

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.1.2. Ubicación de la cuenca

La cuenca hidrográfica en estudio se encuentra ubicada en el centro occidente del Ecuador, su principal afluente es el río Cañar, el cual desemboca en el Estero del Churute en la vertiente del Pacífico. La cuenca hidrográfica del río Cañar forma parte de las provincias del Cañar, Azuay, Guayas y Chimborazo, en porcentajes de 64,6%, 29.7%, 7.5% y 0.1% respectivamente (INEC, 2015).

El área total de la cuenca es de 2246.16 Km² y su perímetro es de 423.8 Km; en ella se encuentra los poblados de Cañar, El Tambo, Ingapirca, Juncal, Zhud, Suscal, Chorocopte, San Carlos y Socarte.

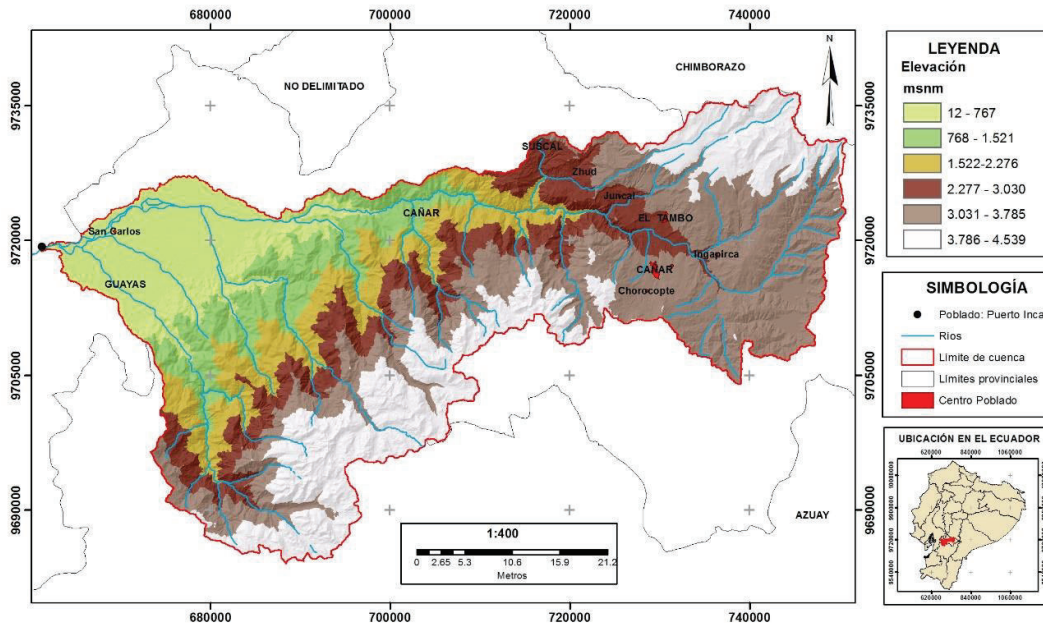


Figura 9. Ubicación de la cuenca del río Cañar
Elaborado por: Arteaga. M, 2016
Fuentes: (NASA, 2009); (INEC, 2015)

3.1.3. Características físicas

3.1.3.1. Geología

La caracterización geológica de la cuenca del río Cañar se realiza en función del Mapa Geológico del Ecuador, considerando la litología o estudio de las rocas que conforman una unidad geológica (INIGEMM, 2016).

La geología es una característica importante relacionada con el material parental del cual se desarrollan los suelos, el material parental está relacionado con la litología, que es la ciencia que estudia las rocas (Lutgens & Tarbuck, 2012).

Según la litología, los tipos de rocas presentes en la cuenca del río Cañar son: volcánicas o ígneas, metamórficas, plutónicas y sedimentarias. Las rocas ígneas son rocas formadas a partir de la solidificación de la lava en la superficie; las rocas metamórficas son producto del metamorfismo de rocas ígneas y sedimentarias, entendiéndose por metamorfismo el proceso que conduce a cambios en contenido mineral, de textura y composición química de las rocas; finalmente las rocas sedimentarias se originan de la acumulación de una variedad de productos del desgaste de las rocas ígneas como partículas sólidas e iones en solución (Lutgens & Tarbuck, 2012).

Las rocas de tipo volcánicas son las que predominan en la cuenca del Río Cañar con un 56.31%, seguida por las rocas sedimentarias con el 25.03%. Se puede señalar que las rocas sedimentarias son predominantes en la cuenca baja.

Estas rocas se forman de en depósitos producto de la sedimentación gradual de las corrientes no turbulentas generadas en ambientes como lagos, lagunas y llanuras de inundación de ríos (Lutgens & Tarbuck, 2012).

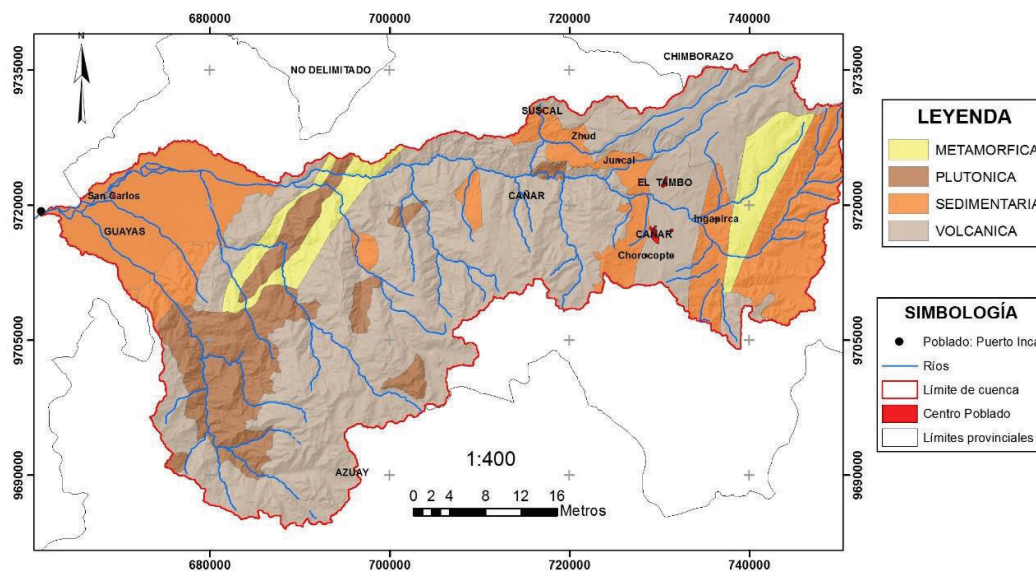


Figura 10. Geología de la cuenca.
Elaborado por: Arteaga. M, 2016
Fuente: Mapa geológico (INIGEMM, 2016)

Tabla 6. Material geológico presente en la cuenca en estudio.

Tipo de Roca	Superficie Km ²	%
METAMÓRFICA	151.02	6.72
PLUTÓNICA	267.58	11.91
SEDIMENTARIA	562.76	25.06
VOLCÁNICA	1264.78	56.31

Fuente: (MAGAP, 2005)
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.1.3.2. Taxonomía de suelos

La taxonomía del suelo establece jerarquías que permiten comprender en lo posible las interacciones que existen entre los suelos y la relación que estos tienen con factores responsables de su origen (USDA, 1999).

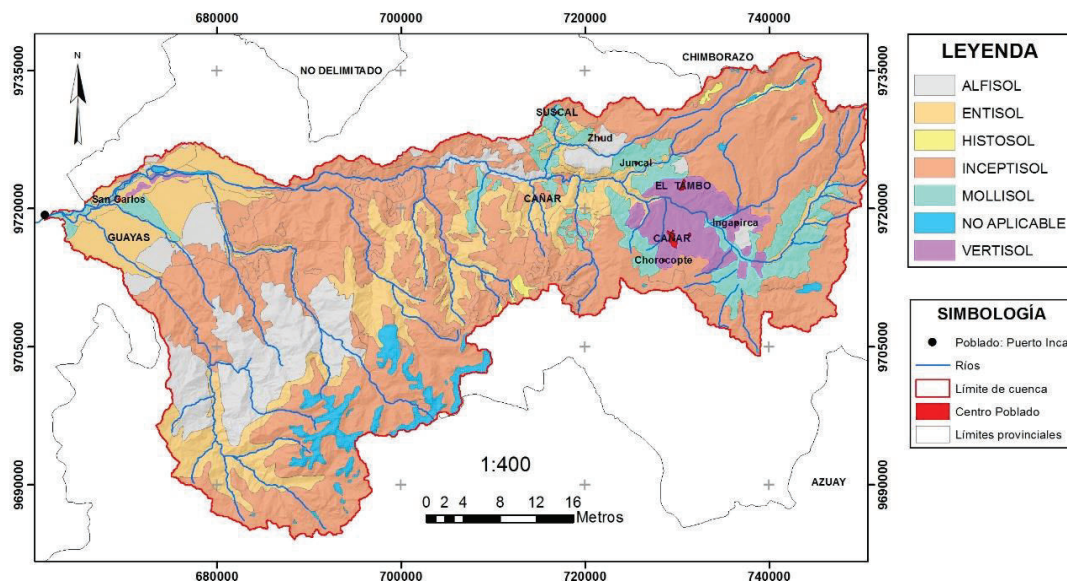


Figura 11. Ordenes taxonómicos de suelos presentes en la cuenca

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Fuente: (MAGAP, 2002)

Tabla 7. Ordenes de suelos presentes en la cuenca en estudio.

CLASE	ÁREA (Km ²)	%
ALFISOL	265.90	11.8
ENTISOL	438.44	19.5
HISTOSOL	13.96	0.6
INCEPTISOL	1207.11	53.8
MOLLISOL	160.27	7.1
VERTISOL	93.23	4.2
NO APLICABLE	66.74	3.0

Fuente: (MAGAP, 2002)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El 53.8% de la superficie de la cuenca del río Cañar está conformada por los suelos del orden Inceptisol. Estos son suelos en desarrollo, cuya principal característica es la presencia de horizontes de diagnóstico poco evolucionados, que se desarrollan en climas húmedos propicios para la acumulación de arcillas amorfas, lo cual les confiere una característica de baja capacidad de infiltración o pobre drenaje (Nuñez, 1983).

En la cuenca baja del río Cañar predominan los suelos del orden Entisol, los que representan el 19.5% del total de la cuenca. Los Entisoles son suelos de reciente formación y escaso desarrollo morfológico, estos suelos presentan texturas moderadamente gruesas como franco arenosas (Chinchilla, Mata, & Alvarado, 2011).

3.1.3.3. Textura del suelo

La textura de un suelo está definida por el tamaño de las partículas que lo constituyen, partículas con diámetros mayores a 1 mm se denominan gravas, de 0.05 a 1 mm arenas; de 0.002 a 0.05 mm limos; y menores a 0.002 mm arcillas.

La textura de los suelos arenosos es gruesa, los suelos francos (igual proporción de partículas en su composición) tienen textura media; y los suelos arcillosos tienen textura fina (Orson & Vaughn, 2003).

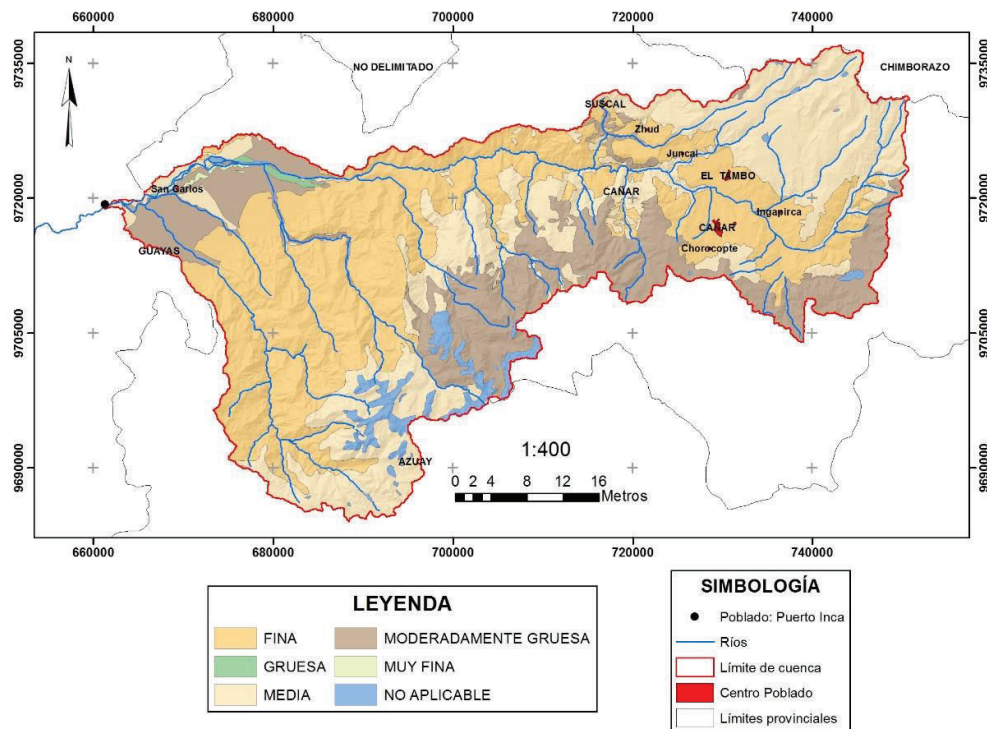


Figura 12. Textura del suelo perteneciente a la cuenca

Elaboración por: Arteaga. M, 2016

Fuente: (MAGAP, 2002)

Tabla 8. Clases texturales de suelo presentes en la cuenca en estudio.

TEXTURA	ÁREA (Km ²)	%
FINA	976.25	43.5
GRUESA	6.40	0.3
MEDIA	714.40	31.8
MODERADAMENTE GRUESA	479.04	21.3
MUY FINA	3.34	0.1
NO APLICABLE	66.74	3.0

Fuente: (MAGAP, 2002)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La textura fina es la que más prevalece en la cuenca en estudio con 43.5%; seguida por la textura media con 31.8%; luego con 21.3% la textura moderadamente gruesa; y finalmente en pequeños porcentajes 0.3% y 0.1% la textura gruesa y muy fina respectivamente.

La textura tiene una fuerte influencia en el movimiento del agua en el suelo, siendo los suelos de textura fina los que presentan menor capacidad de infiltración, debido a sus numerosas y pequeñas partículas, por tanto los suelos arcillosos y franco-arcillosos tienen más dificultad en evacuar el agua en caso de producirse una inundación (Thompson & Troeh, 2002).

3.1.3.4. Uso y Cobertura del suelo

La información de uso y cobertura del suelo de la cuenca del río Cañar se obtuvo del proyecto denominado “Mapa de Cobertura y Uso de la Tierra del Ecuador Continental”, escala 1:100000, publicado en el año 2014; esta herramienta cartográfica tiene por objetivo generar información que permita conocer la distribución del paisaje vegetal y uso actual de suelo del Ecuador (MAGAP, 2014).

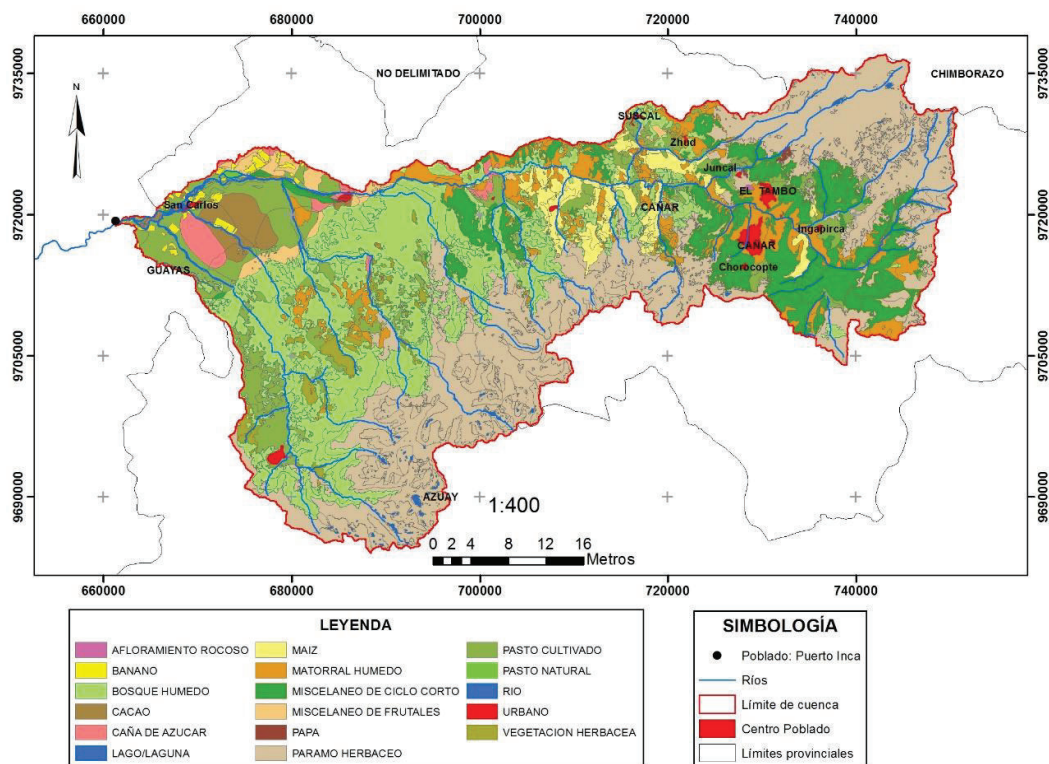


Figura 13. Uso y cobertura del suelo de la cuenca en estudio

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Fuente: (MAGAP, 2014)

A través del análisis del uso del suelo y cobertura vegetal, se puede estimar el grado de intercepción y la respuesta que tiene una cuenca frente a los procesos de escorrentía; además es posible determinar la susceptibilidad de la cuenca frente a fenómenos como erosión hídrica e inundaciones.

Tabla 9. Cobertura del suelo de la cuenca del río Cañar expresada

COBERTURA	Km²	%
PARAMO HERBACEO	799.55	35.6
BOSQUE HUMEDO	544.88	24.3
MISCELANEO DE CICLO CORTO	257.35	11.5
PASTO CULTIVADO	219.94	9.8
MATORRAL HUMEDO	162.01	7.2
MAIZ	75.27	3.3
CACAO	39.15	1.7
VEGETACION HERBACEA	34.70	1.5
MISCELANEO DE FRUTALES	32.44	1.4
CAÑA DE AZÚCAR	27.05	1.2
BANANO	15.82	0.7
URBANO	16.08	0.7
RÍO	10.81	0.5
LAGO/LAGUNA	7.74	0.3
PAPA	2.06	0.1
AFLORAMIENTO ROCOSO	1.05	0.05
PASTO NATURAL	0.98	0.04

Fuente: (MAGAP, 2002)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La mayor superficie de la cuenca con el 35.6% está cubierta por PÁRAMO HERBÁCEO, seguida por Bosque húmedo con el 24.3% y MISCELÁNEO DE CULTIVOS DE CICLO CORTO con 11.5%; cabe recalcar que en la cuenca baja, específicamente cerca al poblado de Puerto Inca predomina la cobertura: PASTO CULTIVADO, CAÑA DE AZUCAR, CACAO y BANANO.

3.1.4. Características Morfológicas

Las características morfológicas de una cuenca hidrográfica permiten conocer de forma más acertada la variación en el espacio de los elementos que componen el régimen hidrológico (Chow, Maidment, & Mays, 1994). Como se caracteriza morfológicamente a una cuenca depende de factores topográficos, geológicos, sistemas hídricos, suelo y cobertura vegetal. (Monsalve, 1995). Los parámetros morfológicos considerados para el estudio de crecidas en la cuenca del río Cañar son los siguientes:

- Área y Perímetro (A) y (P)
- Forma de la cuenca
- Pendiente de la cuenca (S)
- Longitud del cauce principal (LCP)
- Pendiente del cauce principal (Sc)
- Densidad de drenaje (Dd)

3.1.4.1. Área (A) y perímetro (P)

El área de la cuenca representa la proyección horizontal de una superficie, delimitada por su divisoria topográfica (Monsalve, 1995), mientras que el perímetro es la longitud de la poligonal que delimita a la cuenca (Johnson L. , 2009).

3.1.4.2. Forma de la cuenca.

Según (Monsalve, 1995), es importante considerar la forma de la cuenca, ya que esta característica permite conocer el tiempo de traslado del flujo de agua a partir del inicio de la precipitación, para definir la forma de la cuenca el necesario conocer el índice de Gravellius o coeficiente de compacidad (Kc), y el factor de forma, el primero relaciona el perímetro de la cuenca con la longitud de una circunferencia cuya área es igual a la de la cuenca, así tenemos:

$$Kc = 0.28 \frac{P}{A^{0.5}}$$

Ecuación 24. Coeficiente de compacidad

Kc: coeficiente de compacidad

P: perímetro de la cuenca (Km)

A: área de la cuenca (Km²)

El valor mínimo del coeficiente de compacidad es igual a 1, siendo las cuencas circulares las que presenten este valor, las cuales tienen mayor tendencia a eventos de crecida.

El factor de forma (Kf) relaciona al área de drenaje con la longitud axial de la cuenca, esta longitud es la medida del punto de desembocadura de una cuenca hasta el punto más distante, la relación que determina este parámetro es la siguiente:

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

Ecuación 25. Factor de forma

Kf: Factor de forma

A: área de la cuenca (Km²)

L: longitud axial Km

Mientras más alto es el valor de Kf mayor es el riesgo que la cuenca presenta a eventos de crecida.

3.1.4.3. Sinuosidad (Si)

La sinuosidad se define como cada una de las curvaturas que describe un río o cauce en su trayectoria (Rocha, 1998). Para determinar la sinuosidad se relaciona la longitud del cauce principal medido a través de toda su trayectoria y la longitud del valle del río principal medido en línea recta. Un valor de S menor o igual a 1.25 indica una baja sinuosidad, es decir se define como un cauce recto (Monsalve, 1995).

$$Si = \frac{LCP}{Lt}$$

Ecuación 26. Sinuosidad

Si: Sinuosidad

LCP: longitud del cauce principal en Km

Lt: longitud del valle bañado por el río principal en Km

3.1.4.4. La densidad de drenaje (Dd)

La densidad de drenaje se define como el número de corrientes por unidad de área. (Aparicio, 1992). Cuando la Dd tome valores aproximados a 0.5 Km/Km² se interpretará como una cuenca con drenaje pobre; si los valores se aproximan a 3.5 Km/Km² se interpretará como una cuenca bien drenada (Monsalve, 1995).

$$Dd = \frac{LT}{A}$$

Ecuación 27. Densidad de drenaje

Dd: densidad de drenaje en Km/Km²

LT: Longitud total de los cursos de agua de la cuenca en Km

A: Área de la cuenca en Km²

3.1.4.5. Pendiente de la cuenca (S)

La pendiente de una cuenca tiene mucha relación con los procesos de infiltración y escurrimiento superficial del agua, ya que la pendiente de un cauce varía a lo largo de su trayectoria es necesario encontrar la pendiente media (Aparicio, 1992). La pendiente media de la cuenca del río Cañar fue determinada con ayuda de sistemas de información geográfica, utilizando el modelo digital de elevación SRTM 30.

En la figura 13 se puede apreciar el mapa de distribución de pendientes de la cuenca del río Cañar, los rangos van de 0% a 72%.

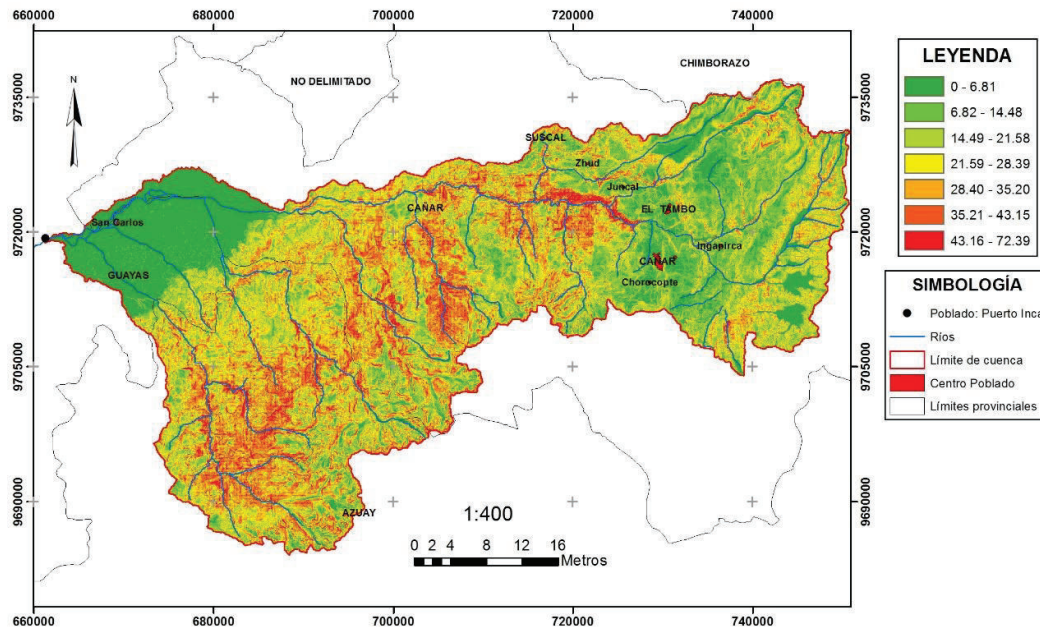


Figura 14. Rango de pendientes
Elaborado por: Arteaga. M, 2016
Fuente: (NASA, 2009)

3.1.4.6. Pendiente del cauce principal

La topografía de la red hidrográfica de la cuenca es importante en la gestión de crecidas, de esta forma se analiza el movimiento y rapidez del agua de un cauce.

Los ríos de montaña, tienen características de cotas elevadas y altas velocidades de flujo, mientras que los ríos de llanura tienen baja velocidad de flujo debido a los meandros que se forman (Martín, 2003).

Se determina los siguientes tipos de pendientes: pendiente media (S1), pendiente media ponderada (S2) y pendiente equivalente constante (S3).

La pendiente media (S1) es la relación que existe entre la cota más alta y la cota más baja del cauce principal con la longitud del cauce.

$$S_1 = \frac{h_1 - h_0}{L_1 - L_0}$$

Ecuación 28. Pendiente media del cauce

Donde:

h_1 : Cota más alta

h_0 : Cota más baja

L_1 y L_0 : Línea que une los dos puntos extremos a lo largo del cauce

Mientras que la pendiente media ponderada (S2) se determina mediante la siguiente ecuación.

$$S_2 = \frac{h_2 - h_0}{L_1 - L_0}$$

Ecuación 29. Pendiente media ponderada

Donde:

h_2 : Cota definida por una línea cuya área esté comprendida entre la curva del perfil del río y los ejes que forma h_1 y h_0

h_0 : Cota más baja

L_1 y L_0 : Línea que une los dos puntos extremos a lo largo del cauce

La pendiente equivalente constante (S3) señala el tiempo recorrido del agua por todo el perfil del cauce.

$$S_3 = \left[\frac{\sum l_i}{\sum l_i / S_i^{0.5}} \right]^2$$

Ecuación 30. Pendiente equivalente constante

Donde:

$$S_i = \frac{h_i}{l_1}$$

En la siguiente figura se ubican en el perfil del cauce del río Cañar las estaciones hidrometeorológicas, derivadora del proyecto de Control de Inundaciones Cañar y las confluencias de los ríos que alimentan al río Cañar.

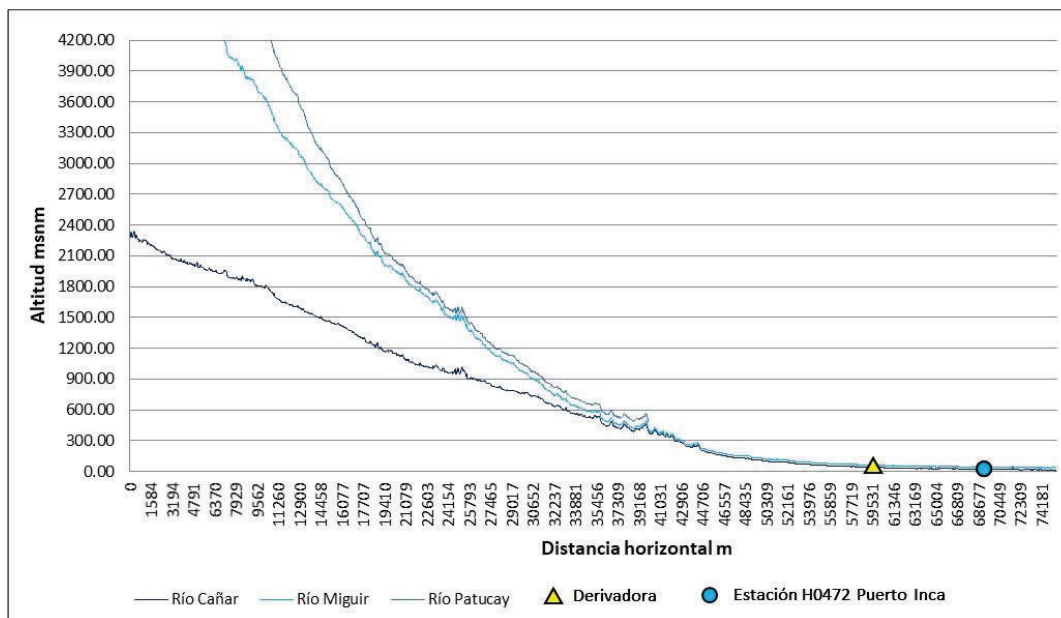


Figura 15. Perfil longitudinal del río Cañar
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Una vez definido el concepto e importancia de la determinación de las propiedades morfológicas de una cuenca, se determina los valores e interpretación de estas propiedades. Los resultados son los siguientes:

Tabla 10. Características morfológicas de la cuenca del Río Cañar

Parámetro	Valor	Unidad
Área (A)	2246.16	Km ²
Perímetro (P)	423.80	Km
Coeficiente de compacidad (Kc)	2.50	Adim.
Longitud Axial (L)	87.7	Km
Factor de Forma (Kf)	0.29	Adim.
Pendiente máxima cuenca (S máx.)	72.39	%
Pendiente media cuenca (S med.)	20.47	%
Pendiente mínima cuenca (S min.)	0.00	%
Longitud del cauce principal (LCP)	107.81	Km
Longitud del valle bañado por el río principal (Lt)	53.00	Km
Longitud total de los cursos de agua de la cuenca (LT)	615.44	Km
Densidad de drenaje (Dd)	1.31	Km/Km ²
Sinuosidad (Si)	2.03	Adim.
Pendiente media del cauce (S1)	3.07	%
Pendiente media ponderada cauce principal (S2)	1.84	%
Pendiente equivalente constante cauce principal (S3)	0.12	%

Fuente: (IGM, 2016)
Elaborado por: Arteaga, M. 2016

Interpretación

El área de la cuenca es de 2246.16 Km² y su perímetro igual a 423.8 Km, su cauce principal es el río Cañar con 107.81 Km de distancia, el coeficiente de compacidad es 2.5, por lo que se describe como una cuenca alargada, el factor de forma es bajo (0.28), por lo tanto se considera como una cuenca no susceptible a presentar eventos de crecida.

La densidad de drenaje de esta cuenca es 1.31 Km/Km², interpretado como un drenaje medio, la sinuosidad es de 2.03, lo que se describe como una sinuosidad media.

3.1.4.7. Curva Hipsométrica

La curva hipsométrica es la representación de la media del relieve de la cuenca, indica el porcentaje de área de la cuenca que existe por encima de determinada cota. El análisis de la curva hipsométrica es importante ya que este está relacionado con el comportamiento del escurrimiento de la cuenca. En términos simplificados la curva hipsométrica representa el porcentaje de área acumulada vs la elevación (Maderey, 2005).

En la siguiente tabla se presenta los valores procesados para la construcción de la curva hipsométrica de la cuenca del río Cañar.

Tabla 11. Valores utilizados para la construcción de la Curva Hipsométrica de la cuenca del Río Cañar

Área (m ²)	Altura Max. msnm	Altura Min. msnm	Altura Med. msnm	Acumulado (m)	Acumulado (%)
231683000	15	378	197	2246162200	100,0
75517200	379	757	568	2014479200	89,7
106188000	758	1135	947	1938962000	86,3
111031000	1136	1514	1325	1832774000	81,6
110095000	1515	1892	1704	1721743000	76,7
124051000	1893	2271	2082	1611648000	71,8
135292000	2272	2650	2461	1487597000	66,2
185304000	2651	3028	2840	1352305000	60,2
346807000	3029	3407	3218	1167001000	52,0
339829000	3408	3785	3597	820194000	36,5
357027000	3786	4164	3975	480365000	21,4
123338000	4165	4543	4354	123338000	5,5

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

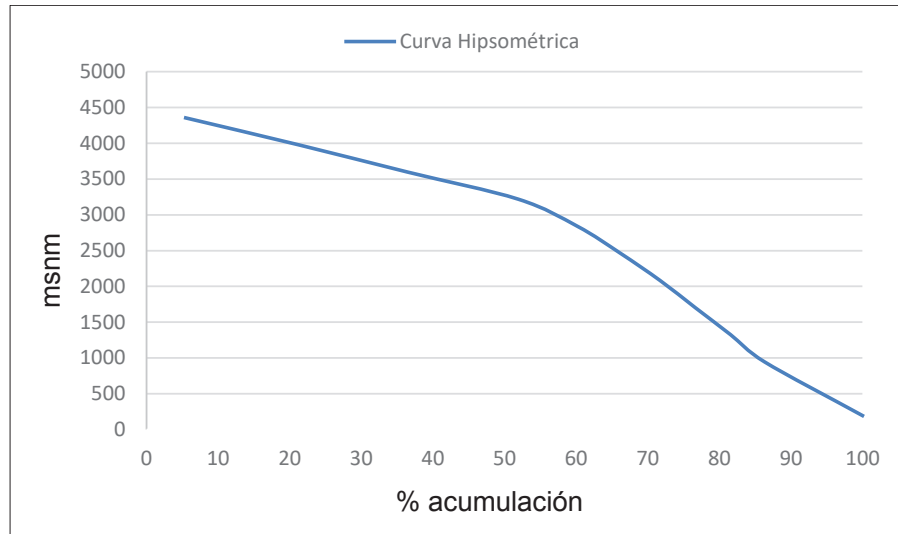


Figura 15. Rango de pendientes de la cuenca del río Cañar.

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los resultados obtenidos son graficados e interpretados de la siguiente manera: la cuenca del río Cañar es de reciente formación, cuyos materiales parentales que la conforman son fácilmente erosionables.

3.2. Caracterización Hidroclimática

3.2.1. Red hidrometeorológica utilizada en la caracterización

La caracterización hidroclimática es el análisis del clima y el régimen hidrológico de la cuenca del río Cañar, considerando las variables climatológicas precipitación, temperatura, humedad relativa y la variable hidrológica caudales líquidos. El INAMHI es la institución que proporciona los datos de cada una de estas variables para su respectivo análisis.

En la tabla 10 se indica un listado de las estaciones meteorológicas e hidrológicas utilizadas para la caracterización hidroclimática, así como en la figura 12 se señala su ubicación dentro de la cuenca del río Cañar.

Las siguientes abreviaturas representan el tipo de estación a la que corresponden los datos obtenidos:

CP: Climatológica Principal; CO: Climatológica Ordinaria; PV: Pluviométrica; LM: Limnimétrica; LG: Limnigráfica. (INAMHI, 2015)

Tabla 12. Red de estaciones hidrológicas y climatológicas convencionales ubicadas en la cuenca del río Cañar.

Código	Nombre	Tipo	WGS84-17S			Período Registro	Promedio Precipitación anual
			E	N	H		
M0141	El Labrado	CO	714219	9697772	3335	1964-2012	1269.24
M0417	Piscícola Chirimicha	PV	703184	9693181	3270	1963-2012	1257.00
M0414	Chanin	PV	750472	9704622	3270	1963-2012	1422.65
M0411	Ingapirca	PV	736314	9719150	3100	1963-2012	621.06
M0031	Cañar	CO	729328	9717809	3083	1963-2012	491.50
M0137	Biblian	CP	734397	9700380	2640	1976-2012	895.21
M0412	Suscalpamba	PV	715254	9727877	2620	1963-2012	976.07
M0176	Naranjal	CO	656776	9705653	50	1952-2012	978.60
M0477	Puerto Inca	PV	661889	9720236	50	1967-2012	1359.80
H0467	Vendeleche en Hda. La Curia	LM	736006	9715525	3020	1976-2011	-
H0468	San Pedro en Ingapirca	LM	737373	9720315	2700	1978-2011	-
H0471	Cañar DJ Roura	LG	704843	9720315	870	1965-2010	-
H0472	Cañar en Puerto Inca	LM	660223	9717996	25	1964-2011	-

Fuente: (INAMHI, 2015)

Elaborado por: Arteaga, M. 2016

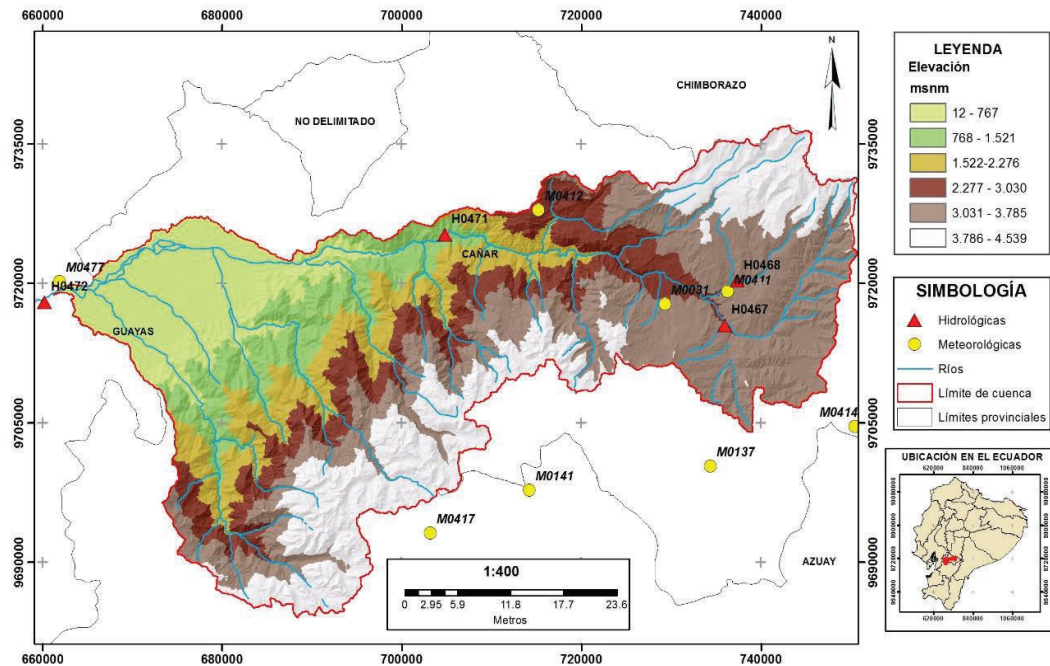


Figura 16. Red hidrometeorológica convencional
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Antes de realizar el análisis de precipitación, temperatura y humedad relativa es necesario diferenciar a la cuenca del río Cañar en zonas, estas son alta media y baja, las cuales serán definidas en función de los Pisos Bioclimáticos.

Para realizar esta definición se cuenta con el estudio denominado “Sistema de clasificación de los Ecosistemas del Ecuador Continental”, elaborado por el Ministerio de Ambiente (MAE), en base a este estudio se distribuirá cada una de las estaciones meteorológicas convencionales utilizadas en la caracterización climática de la cuenca del río Cañar.

Tabla 13. Ubicación de estaciones climatológicas en función de los Pisos Bioclimáticos

Cuenca	Estaciones	Pisos	Altitud m.s.n.m
Baja	M0176-Naranjal M0477-Puerto Inca	Basal y Basimontano inferior	0 - 1300
Media	M0137-Biblian M0412-Suscalpamba	Basimontano superior y Montano	1300 - 2800
Alta	M0031-Cañar; M0411-Ingapirca M0141- El Labrado; M0414- Chanin M0417- Piscícola Chirimicha	Altimontano y Altiandino	2800 - 3200

Elaborado por: Arteaga. M, 2016
Fuente: (MAE, 2012)

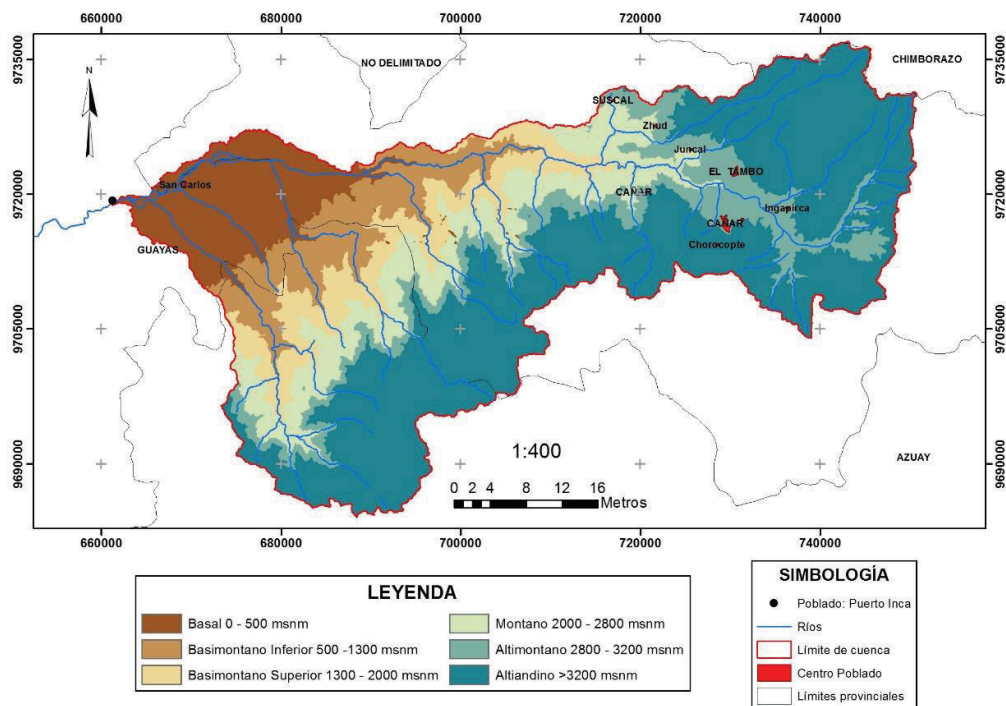


Figura 17. Pisos Bioclimáticos presentes en la cuenca
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.2.2. Análisis de la Precipitación

El análisis de precipitación de la cuenca del río Cañar considera lo siguiente:

- Distribución temporal
- Variación de la precipitación en función de la altura
- Distribución espacial

La serie de datos de precipitación obtenida del INAMHI presenta algunos vacíos de información por lo que es necesario rellenar la misma. En el presente estudio para realizar este relleno de datos faltantes se utiliza varios métodos entre los que destacan el método de regresión lineal simple, el cual consiste en cuantificar la intensidad de la relación lineal entre dos variables, siendo el parámetro que nos da esta cuantificación el coeficiente de correlación lineal de Pearson (r), cuyo valor oscila entre -1 (correlación negativa perfecta) y +1 (correlación positiva perfecta), para el presente estudio consideramos valores de r mayores a 0.70, lo que indica que existe una correlación de positiva moderada a fuerte. (Johnson & Kuby, 2004)

Otra forma de llenar datos faltantes es, aplicando el *método del vecino próximo*, el cual consiste en estimar el dato faltante mediante la obtención de un promedio aritmético de

los cuatro datos alrededor del faltante. Sin embargo este método se aplica únicamente en casos sencillos y cuando existe una buena cantidad de datos dentro de la serie, en lo posible el relleno de datos no debe ir más de un 10% por cada estación. (Oelsner, 1965)

El relleno de datos de precipitación se realiza considerando la ubicación de las estaciones en función de los pisos climáticos como señala la tabla 13. Esto ayuda a seleccionar de manera más precisa la interacción de estaciones climatológicas para el relleno de datos de precipitación. Los resultados de este procedimiento se encuentran en el anexo 1.

3.2.2.1. Distribución Temporal

El régimen pluviométrico de la cuenca alta presenta una tendencia uniforme, en los meses de julio y agosto se registran los valores más bajos, mientras que de marzo hasta abril y octubre se registran los valores más altos, lo que se conoce como comportamiento bimodal del régimen pluviométrico.

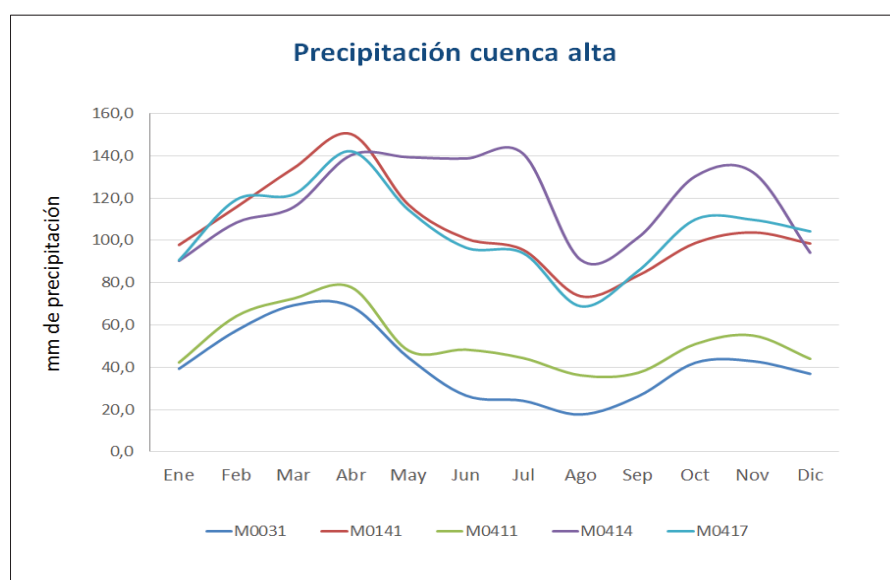


Figura 18. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca alta
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En la cuenca media la distribución de la precipitación es uniforme, los meses de junio a septiembre registran los valores más bajos, mientras que marzo y abril registran los valores más altos.

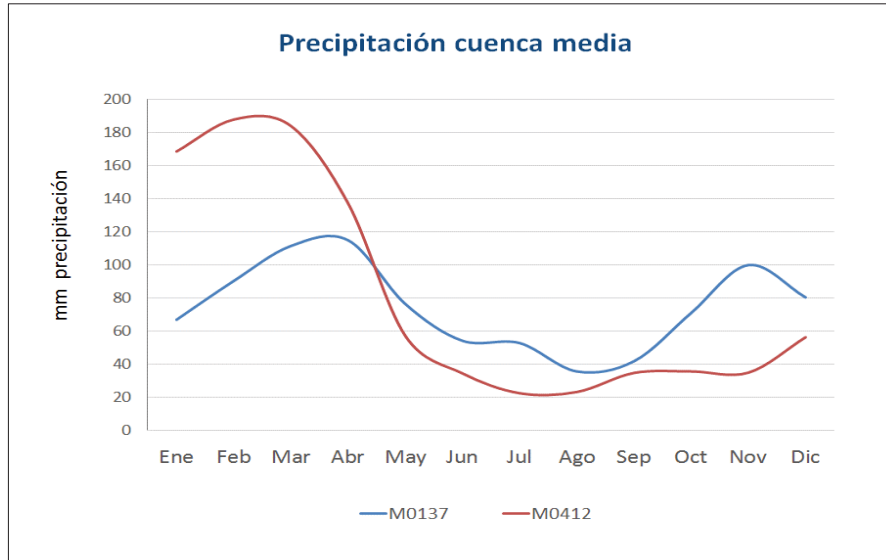


Figura 19. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca media
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En la cuenca baja la precipitación es uniforme, siendo los meses de junio a octubre los que registran los valores más bajos, mientras que de febrero hasta abril registran los mayores valores, en la cuenca baja se denota claramente la época seca y época lluviosa.

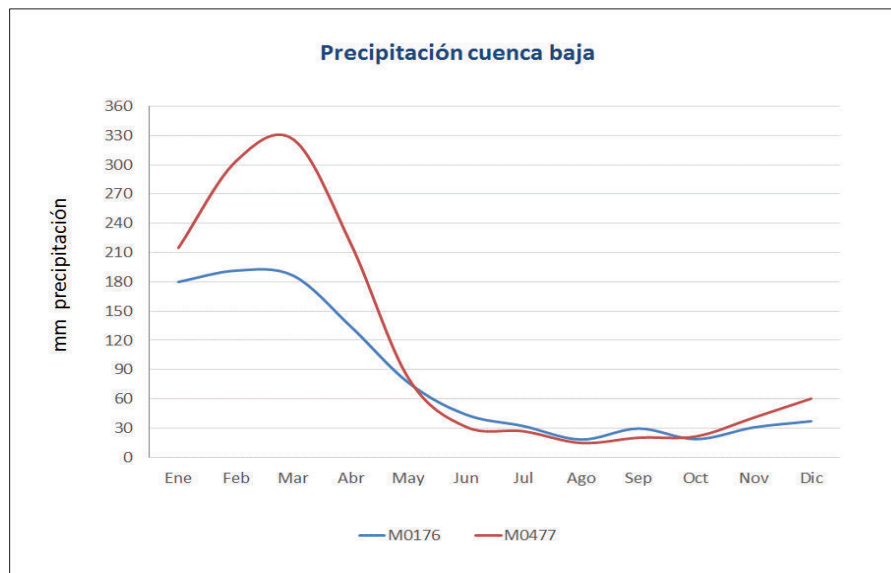


Figura 20. Distribución temporal de la precipitación en la cuenca baja
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.2.2.2. Variación altitudinal de la precipitación

Es el análisis de la precipitación media interanual en función de la altitud de cada una de las estaciones. Las estaciones consideradas para el análisis de la variación altitudinal de la precipitación en la cuenca del río Cañar son M041-Ingapirca, M0031-Cañar, M0412-Suscalpamba, M0176-Naranjal y M0477-Puerto Inca.

Cabe indicar que no se ha considerado las estaciones que se encuentran fuera de la cuenca en estudio, ya que las mismas están influenciadas por un régimen Oriental más ligado a la cuenca del río Paute.

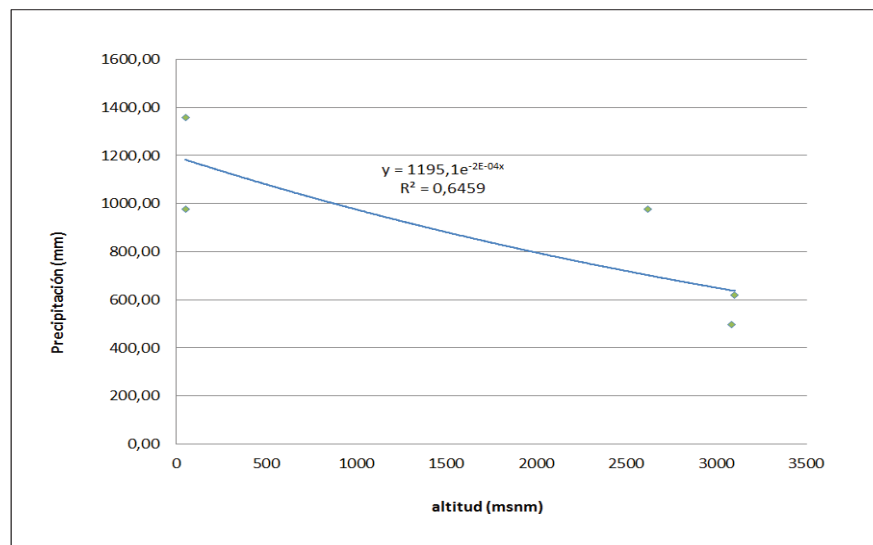


Figura 21. Variación altitudinal de la precipitación en la cuenca alta
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La figura 21 presenta un coeficiente de determinación (R^2) igual a 0.65, lo que significa que las dos variables (altitud y precipitación) están relacionadas entre sí exponencialmente, siendo esta relación inversamente proporcional, es decir a mayor altitud menor precipitación.

El valor coeficiente de correlación (r) es 0.81, se evalúa su significancia a través del valor p , el cual es igual a 0.09, que $p > 0.05$ (nivel de significancia establecido), esto representa que existe una relación estadísticamente no significativa entre los valores de altitud y precipitación.

3.2.2.3. Distribución espacial de la precipitación

A partir de la información de precipitación obtenida de los pluviómetros instalados en la cuenca, se puede estimar como se ha producido la lluvia en una zona o territorio

determinado, es decir su distribución espacial, esto permite determinar una superficie representativa de la lluvia caída sobre la cuenca para un intervalo de tiempo.

En el análisis de la distribución espacial de la precipitación se utiliza el método de interpolación de la distancia inversa (IDW). Este método se apoya en el concepto de continuidad espacial, con valores más parecidos para posiciones cercanas que se van diferenciando conforme se incrementa la distancia, mediante la aplicación de este método se generan líneas que unen puntos de igual precipitación, a esta líneas se las denomina Isoyetas. (Rodríguez , 2011)

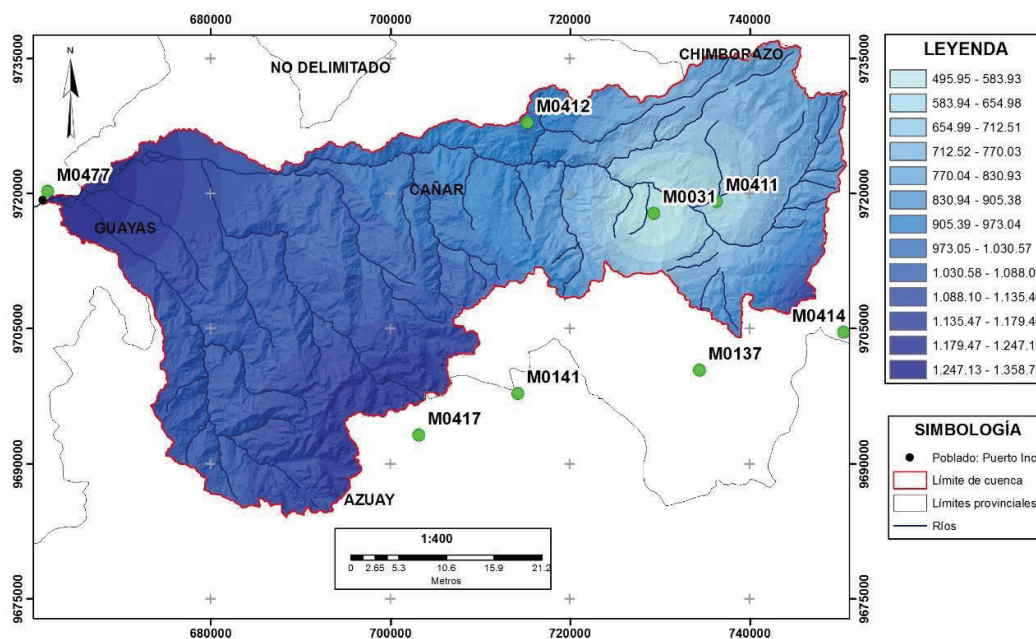


Figura 22. Distribución espacial de la precipitación
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.2.3. Análisis de la Temperatura

El análisis de temperatura de la cuenca del río Cañar considera lo siguiente:

- Distribución temporal
- Variación de la temperatura en función de la altura
- Distribución espacial de la temperatura

Al igual que en la precipitación se utilizan los mismos métodos para el relleno de datos faltantes, y en el caso del análisis de la temperatura se utiliza los datos de las estaciones M0031-Cañar, M0141-El Labrado, M0137-Biblian y M0176-Naranjal, que son las únicas estaciones que registran este parámetro.

Tabla 14. Serie de datos de temperatura disponibles para las estaciones pertenecientes a la cuenca del río Cañar

ESTACIÓN	ALTITUD	SERIE	Nº AÑOS
M0031-Cañar	3083	1982 – 2013	32
M0141-El Labrado	3535	1982 – 2012	30
M0137-Biblián	2640	1982 – 2012	31
M0176-Naranjal	50	1982 – 2012	30

Fuente: (INAMHI, 2015)

Elaborado por: Arteaga, M. 2016

3.2.3.1. Distribución Temporal de la temperatura

En la determinación de la distribución temporal se utiliza los registros de temperatura media mensual.

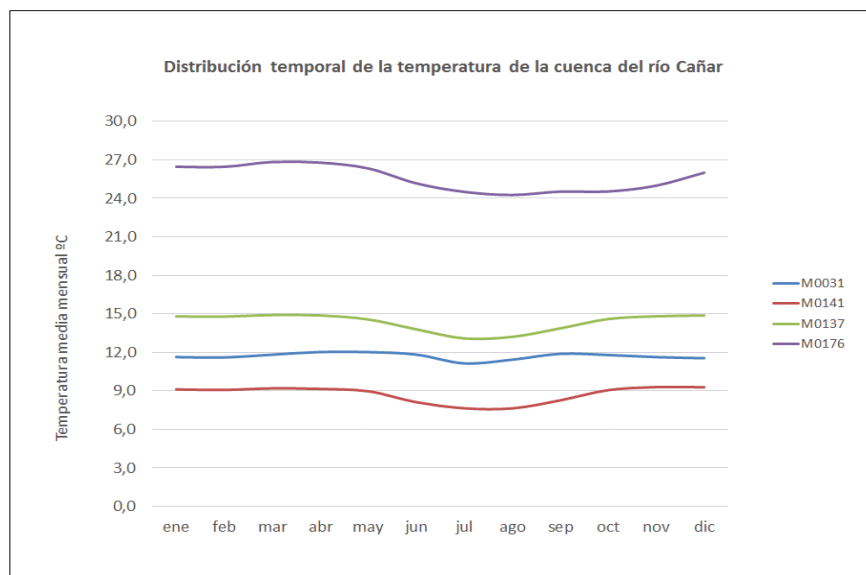


Figura 23. Distribución temporal de la temperatura

Elaborado por: Arteaga, M, 2016

La figura 23 indica que los valores más altos de temperatura los registra la estación M0176-Naranjal, en los meses de marzo y abril con valores que bordean los 28 ° C.

Mientras que la estación M0141-El Labrado, ubicada en la cuenca alta del río Cañar registra los valores más bajos de temperatura, siendo los meses de julio y agosto los que menores valores registran, con 7.6 °C.

3.2.3.2. Variación altitudinal de la temperatura

Este análisis se presenta en la siguiente gráfica:

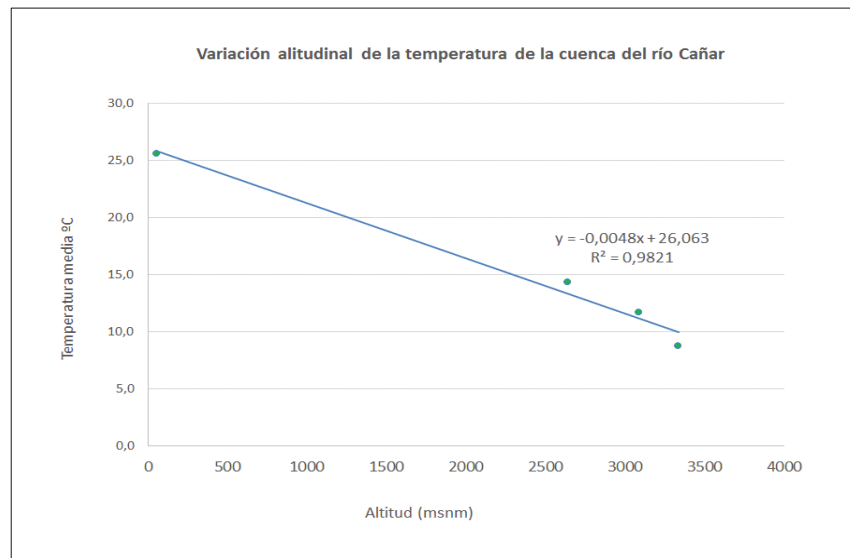


Figura 24. Variación altitudinal de la temperatura
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Se observa en la figura 24 que el coeficiente de determinación (R^2) es 0.98, este grado de correlación determina que las dos variables altitud y temperatura están relacionadas, siendo esta relación inversamente proporcional, es decir a mayor altitud menor temperatura. La ecuación que se obtiene es $y = -0.0048x + 29.063$.

El valor coeficiente de correlación múltiple (r) es 0.99, se evalúa su significancia a través del valor p , el cual es igual a 0.008, dado que $p > 0.05$ (nivel de significancia establecido), esto representa que existe una relación estadísticamente significativa entre los valores de altitud y precipitación.

3.2.3.3. Distribución espacial de la temperatura

Al igual que en el análisis de precipitación, utilizamos el método de interpolación de la distancia inversa (IDW), las líneas que unen puntos de igual temperatura se denominan Isotermas.

Utilizando la ecuación de la línea de tendencia obtenida en el gráfico del análisis de la variación de la precipitación en función de la altitud cuyo coeficiente de correlación R es 0.99, se interpola los valores para obtener una mejor resolución.

La variable "x" representa la elevación de la cuenca en el modelo digital y la variable "y" las temperaturas a lo largo de la superficie.

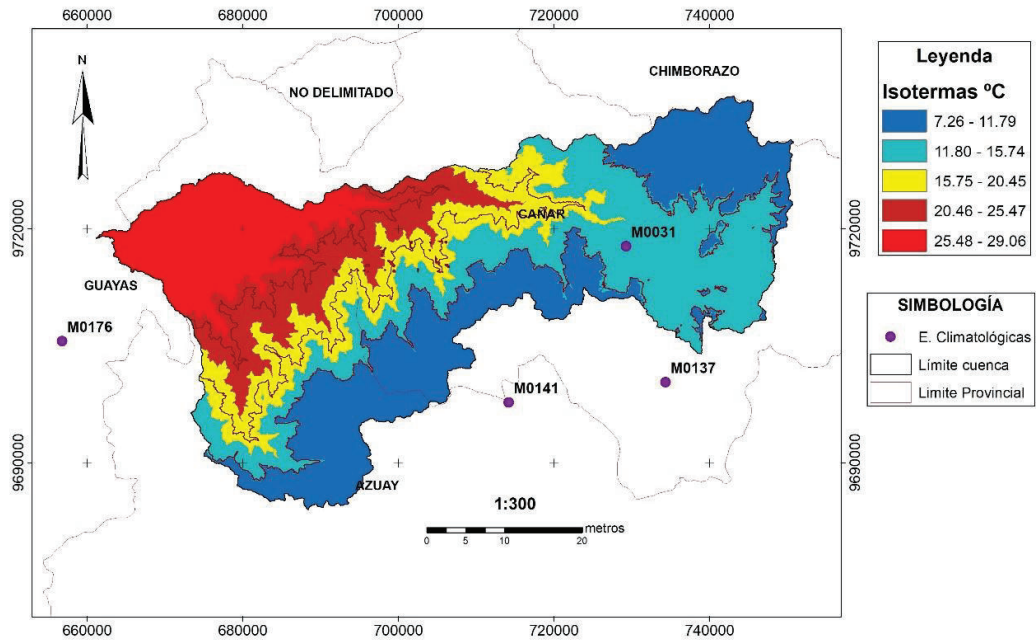


Figura 25. Distribución espacial de la temperatura
Fuente: (INAMHI, 2015)

Se determina los valores de temperatura media anual para las cuencas alta, media y baja, y un valor promedio general para toda la cuenca.

Tabla 15. Temperatura media anual interpolada para cada cuenca

CUENCAS	TEMPERATURA (°C)
ALTA	10.3
MEDIA	20.8
BAJA	28.7
GENERAL	16.4

Fuente: (INAMHI, 2015)
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

3.2.4. Análisis hidrológico

3.2.4.1. Caudales Líquidos

La caracterización hidrológica tiene como finalidad identificar el comportamiento hidrológico de la cuenca del río Cañar, para ello se ha utilizado los datos de caudales medios mensuales de las estaciones hidrológicas convencionales existentes en la zona de estudio.

Tabla 16. Estaciones hidrológicas convencionales utilizadas en la caracterización de la cuenca del río Cañar

CODIGO	NOMBRE	SERIE	Nº DE DATOS
H0467	Vendeleche en Hacienda La Curia	1976 – 2011	17
H0468	San Pedro en Ingapirca	1978 – 2011	26
H0471	Cañar DJ Roura	1965 – 2010	38
H0472	Cañar en Puerto Inca	1964 – 2011	29

Fuente: (INAMHI, 2015)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En el análisis de caudales líquidos se considera la distribución temporal de los caudales, considerando los valores medios mensuales registrados en las cuatro estaciones pertenecientes a la cuenca en estudio.

En el siguiente gráfico se observa la distribución temporal de los caudales, registrados por las estaciones pertenecientes a la cuenca en estudio.

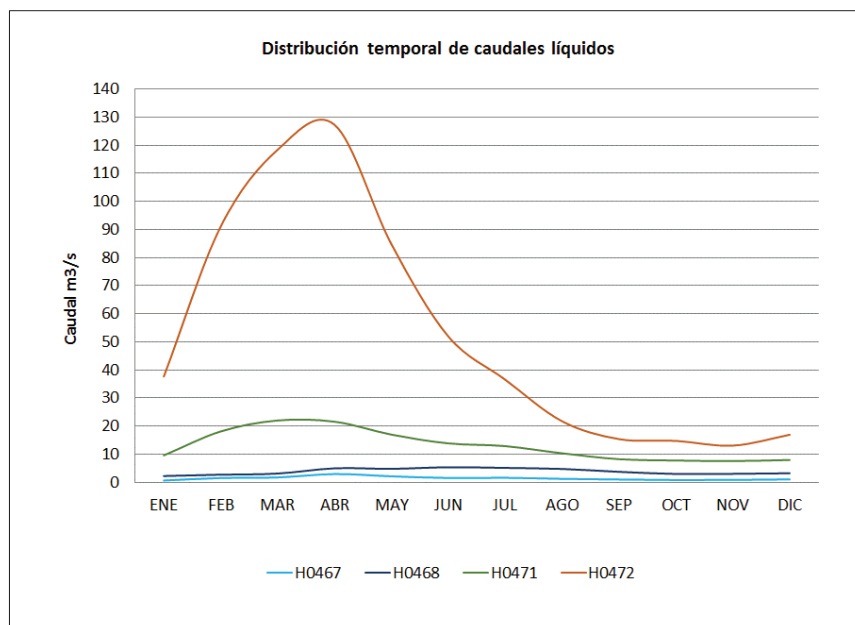


Figura 26. Distribución temporal de caudales líquidos

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El hidrograma generado por la estación H472-Puerto Inca ubicada a 25 msnm, indica que en los meses de enero a mayo ocurren los mayores aumentos de caudal, siendo el mes de abril el que registra el mayor valor con 127,27 m³/s; Lo que confirma a este período como el de mayor probabilidad de ocurrencia de inundaciones.

La diferencia de valores entre las estaciones pertenecientes a la cuenca alta y media con la estación H472-Puerto Inca perteneciente a la cuenca baja, establece que gran parte del caudal que registra esta estación no es únicamente resultado del aporte de las estaciones en las cuencas alta y media, sino que existen aportes adicionales de corrientes tributarias del río Cañar que nacen en el páramo del Cajas. Esta afirmación se corrobora ya que durante los meses de julio a noviembre considerados los meses secos el caudal del río Cañar baja, pero no se seca completamente.

3.3. Problemática de la cuenca del río Cañar

3.3.1. Presencia del Fenómeno del Niño

El Fenómeno del Niño es una alteración climática, no periódica que abarca grandes superficies del planeta, especialmente las regiones Tropical y Subtropical del Océano Pacífico, teniendo influencia sobre los océanos Índico y Atlántico.

Continentalmente el Fenómeno del Niño afecta a las regiones del oriente del Océano Pacífico. En el Ecuador el Fenómeno del Niño se produce del resultado de la interacción de las elevadas evaporaciones por el aumento de la temperatura del mar y altas velocidades de los vientos del este, el Fenómeno del Niño se ha manifestado de manera más intensa en los años 1982-1983 y 1997-1998, este último calificado climatológicamente como extraordinario, dejando a su paso destrucción de la infraestructura civil, pérdida de cultivos, vidas humanas, familias damnificadas y graves afectaciones a la economía (Gasparri, Tassara, & Velasco, 1999)

Las elevadas temperaturas del mar y el efecto orográfico de los Andes provocan un aumento en la evaporación, por lo que se registran fuertes precipitaciones que a la vez son las causantes de graves inundaciones principalmente en la Costa.

En el período 1982 -1983, las afectaciones económicas por el Fenómeno fueron grandes pues en 1983 el Producto Interno Bruto (PIB) decreció en 1.4%, y los daños totales tanto directos como indirectos equivalen a una cifra aproximada de 1544 millones de dólares.

En este mismo período el Fenómeno del niño se presentó en forma sorpresiva y con tres meses de adelanto a la estación lluviosa en la Región Litoral, según datos del INAMHI durante diciembre de 1982 y enero de 1983 la estación climatológica M0477-Puerto Inca, ubicada en la cuenca baja del río Cañar registró precipitaciones con valores de 480.10 mm y 793.70 mm respectivamente. La cantidad de precipitación anual registrada en 1982 es de 1198.40 mm y en 1983 se registró 3118.57 mm, por lo que se concluye que estos valores

registrados en estos meses representan el 40 y 25.5% de la precipitación anual. (CEPAL, 1984)

En el período 1997-1998 el Fenómeno del Niño en el Ecuador causó la muerte de 286 personas y aproximadamente 30000 personas damnificadas, además muchas poblaciones afectadas sufrieron pérdidas económicas debido a inundaciones en tierras agrícolas y destrucción de infraestructura, lo cual acarrea un bajo índice de empleo. El costo económico del Fenómeno del Niño en 1997-1998 equivalió al 2.7% del PIB. (MarcadorDePosición1)

La cantidad de lluvia que se observó en los años 1997-98, en la mayoría de los casos excede las registradas durante los años 1982-83, esto es evidencia la gran intensidad del fenómeno ocurrido en este período. Su magnitud sobrepasó todos los pronósticos y proyecciones que se hicieron antes de su aparición. El Niño entra en una etapa demarcada mitigación a partir del mes de abril de 1998, período en que se marca el fin de la temporada invernal de la región Costa.

Según datos de INAMHI la estación climatológica M0477- Puerto Inca registra en los meses de noviembre de 1997 hasta abril de 1998, los valores más altos de precipitación, especialmente los meses de noviembre de 1997 con 660 mm, enero de 1998 con 911 mm y marzo del mismo año con 865 mm.

3.3.2. Proyecto Control de Inundaciones Cañar

Según la Empresa Pública del Agua (EPA), en el año de 1996, por iniciativa de la entonces Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE), se construye obras de control de inundaciones en los sectores Yaguachi-Chimbo y Taura-Bulubulu, de la cuenca baja del río Guayas, las cuales permitieron mitigar los efectos del fenómeno “El Niño”, el cual dejó pérdidas considerables en los años 1997 y 1998, reduciendo en este sector los efectos destructivos causados por los efectos del Fenómeno del Niño.

En mayo del 2008, el Gobierno Nacional, fundamentado en sus planes y políticas de desarrollo, asigna recursos para la realización de varios estudios de mitigación y control de inundaciones, por lo que en cumplimiento de sus funciones institucionales, la ya creada Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), consideró la construcción del “Proyecto de Control de Inundaciones en los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal”, contratando la ejecución de los estudios de este proyecto a la Consultoría Técnica “ACSAM Consultores Cía. Ltda”, en diciembre del 2009.

El “Proyecto Control de Inundaciones Cañar” se ubica en la región Litoral al sureste de la cuenca del río Guayas, y cubre una superficie aproximada de 1.000km². El área de influencia directa del proyecto es de alrededor de 40553 ha, y tiene como objetivo mitigar los efectos de la crecida del río Cañar en las poblaciones Zhucay, La Envidia, Nueva Susana, Pancho Negro, La Primavera, Banana Amarillo, Lechugal, Puerto Inca, Las Mercedes San Juan, San Jacinto, Trapiche, San Agustín, El Carmen y Puerto Envidia.

El proyecto Cañar está compuesto por tres derivadoras: la primera cercana a la población de Zhucay con su respectivo by-pass denominado “*Cañar 1*” que llega hasta el by-pass Bulubulu; la segunda derivadora cercana a Barranco Amarillo con su by-pass denominado “*Cañar 2*” que también desemboca en el by-pass Bulubulu; y la tercera junto a la población La Montañita, que prosigue con el by-pass denominado “*Cañar 3*” que tiene dos desembocaduras en el Estuario del Río Guayas.

Este sistema incluye 7 enlaces, 10 puentes, 10 sifones, drenajes en los dos márgenes de los by-pass, con sus respectivas alcantarillas y puentes vehiculares, y aproximadamente 85 Km de diques y rectificación de cauces de los ríos.

Las obras hidráulicas que comprenden este proyecto son:

- BY-PASS Cañar.
- Obras de protección en ríos y control de torrentes
- Estación de Bombeo en Puerto Inca
- Estructuras de drenaje
- Puentes

El By-Pass Cañar, es una estructura destinada a trasladar los caudales de exceso del río Cañar hacia el estero Churute de una forma segura.

Según el estudio hidrológico de la cuenca del río Cañar, el caudal de diseño para un período de retorno de 50 años es de 1500 m³/s en el punto donde se ubica la derivadora. De este caudal 400 m³/s permanecen en el río Cañar y 1100 m³/s se derivan hacia el By-Pass Cañar. La estructura de derivación se encuentra ubicada en las coordenadas 672029 E y 9723621 N.

Los estudios realizados para este proyecto señalan que el río Cañar en Puerto Inca soporta únicamente un caudal de 1000 m³/s, considerando que en el trayecto de este río hasta Puerto Inca existen dos ríos El Norcay y Piedras, los cuales aportan al mismo un caudal de 600 m³/s, entre los dos.

El By-Pass Cañar descarga en el estero Soledad Grande, pasando por el estero La Lagartera. Finalmente desde el estero Soledad Grande se tiene tres descargas hacia el estero Churute, distribuidas en una zona de aproximadamente 10000 hectáreas, lo que permite disminuir la afectación al ecosistema. (ACSAM Consultores, 2011)

La inauguración del Sistema de Control de Inundaciones Cañar fue el 12 de Enero del 2016, con lo cual se entrega la obra que evitará que poblados ubicados en la cuenca baja del río Cañar como Puerto Inca, sean afectados por fuertes lluvias registradas sobre todo en los meses de Febrero hasta Abril, como se observa en el análisis histórico de precipitación en la cuenca.

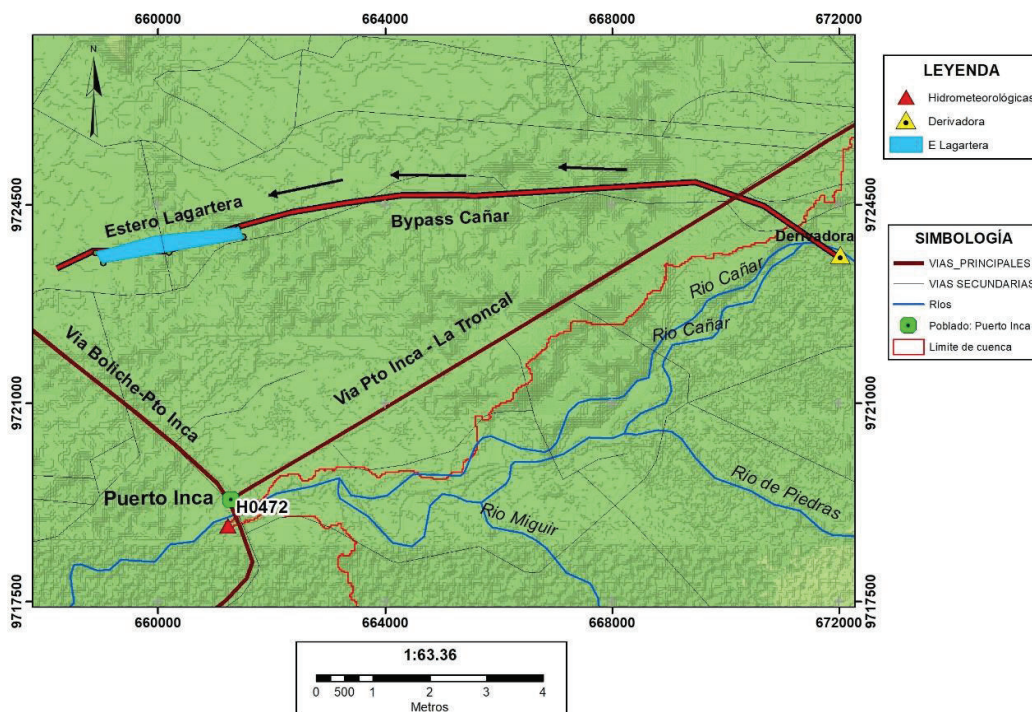


Figura 27. Proyecto Control de Inundaciones Cañar
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4. METODOLOGÍA

4.1. Modelación Hidrológica

El modelo hidrológico aplicado en el presente estudio es un modelo semidistribuido, es decir que las características morfológicas y climatológicas son consideradas como uniformes para cada una de las subcuencas generadas que conforman la gran cuenca del río Cañar.

La modelación hidrológica de la cuenca hidrográfica del río Cañar considera los siguientes aspectos:

- La información hidrometeorológica registrada por las estaciones automáticas que forman parte de la red instalada en la cuenca del río Cañar es horaria.
- Se calibra el modelo hidrológico con el evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, debido a que es el evento máximo de crecida ocurrido entre el 2014 y 2016. Cabe indicar que la red hidrometeorológica automática fue instalada a fines 2013, y a principios del 2016 entra en funcionamiento el proyecto Control de Inundaciones Cañar, por lo tanto ya no se registra eventos de inundaciones en Puerto Inca.
- La validación del modelo hidrológico se realizó seleccionando cuatro eventos ocurridos en el año 2015, cuyas modelaciones serán descritas más adelante.

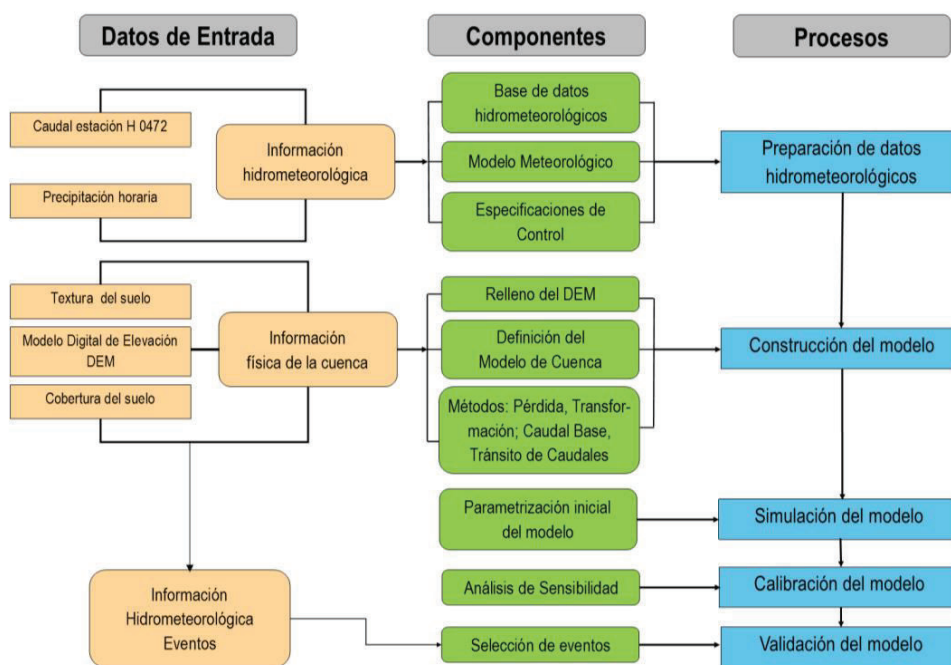


Figura 28. Esquema metodológico de la Modelación Hidrológica
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.1.1. Preparación de datos hidrometeorológicos

La información hidrometeorológica utilizada para la modelación de eventos de crecida pertenece a la red automática del INAMHI instalada como parte del proyecto “Sistema de Alerta Temprana Ante Inundaciones del río Cañar (SAT Cañar).

Esta red hidrometeorológica automática fue instalada a finales del año 2013, como se mencionó anteriormente, esta red tiene la capacidad de registrar datos horarios, necesarios para la modelación hidrológica tipo eventual. La red hidrometeorológica consta de 9 estaciones meteorológicas y/o pluviométricas y 4 estaciones limnimétricas, estas últimas además registran información de precipitación.

La información hidrometeorológica necesaria para la modelación del evento es obtenida de las estaciones que registraron la precipitación en la crecida ocurrida el 30 de marzo del 2014.

- H1151-Miguir
- M5091-Tanzaray
- H1150-Patul
- M5092-Gualleturo
- M5095-Escudilla
- H0471-DJ Roura
- M412-Suscalpamba.

Tabla 17. Red hidrometeorológica automática instalada en la cuenca del río Cañar

Código	Nombre	TIPO	Transmisión	WGS84-17S			Registro de datos	
				E	N	H	Precip.	Nivel de Agua
M5089	El Tablón	CO	GPRS	686227	9689099	3654	si	no
M5090	La Lampada	CO	GPRS	666477	9720406	33	si	no
M5091	Tanzaray	CO	GOES	688152	9714676	851	si	no
M5092	Gualleturo	CO	GOES	707480	9720480	2469	si	no
M5093	Chacapamba	PV	GPRS	731566	9725622	3574	si	no
M5094	Cochahuma	PV	GPRS	746377	9710023	3450	si	no
M5095	Escudilla	PV	GPRS	724767	9714108	3850	si	no
M5096	Chipla	PV	GPRS	676828	9696664	2440	si	no
M0412	Suscalpamba	PV	GPRS	715825	9729397	2749	si	no
H0472	Puerto Inca	LM	GPRS	661234	9718835	22	si	si
H0471	DJ Roura	LM	GOES	704829	9725243	994	si	si
H1151	Miguir	LM	GOES	679661	9696304	1643	si	si
H1150	Patul	LM	GPRS	680569	9718644	208	si	si

Fuente: (INAMHI, 2015)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En la siguiente figura se indica la distribución de las estaciones hidrometeorológicas de la red SAT Cañar en la cuenca hidrográfica.

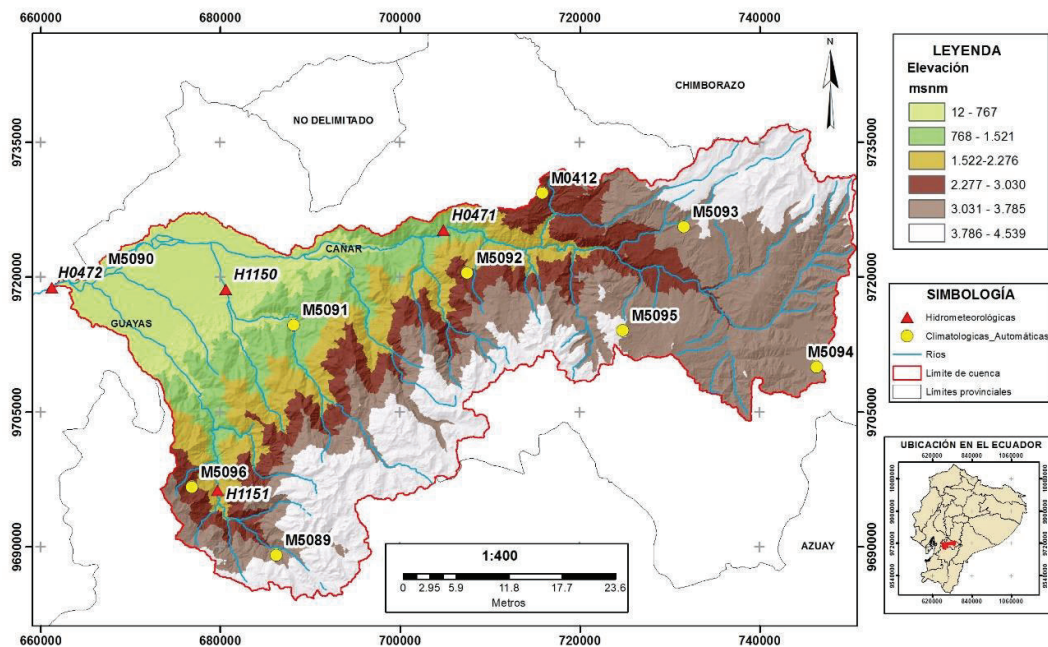


Figura 29. Red Hidrometeorológica Automática
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La estación hidrometeorológica H0472-Puerto Inca, es la estación que registró los datos más confiables de nivel de agua del río Cañar, por lo tanto se convierte en la estación de control que será utilizada para la calibración del modelo.

La curva de descarga obtenida por el INAMHI para la estación H0472-Puerto Inca es la siguiente:

$$Q = 29.030 * (H - 0.15)^{1.853}$$

Ecuación 31. Ecuación de la curva de descarga para H0472-Puerto Inca

Dónde:

Q: caudal en m³/s

H: nivel registrado en m

Intervalo: 0.15 m ≤ H ≤ 6 m

Período de Aforo: 01-ene-2009 a 26-may-2015

4.1.2. Construcción del modelo

En la construcción del modelo intervienen las propiedades físicas y cobertura de suelo de la cuenca, además de la topografía representada por un modelo digital de elevación (DEM).

4.1.2.1. Información sobre características físicas de la cuenca

La información física de la cuenca del río Cañar utilizada en la modelación hidrológica de eventos de crecida es la siguiente:

Tabla 18. Información de características físicas de la cuenca recopilada para la construcción del modelo.

Insumo	Institución	Resolución /Escala	Año
DEM: Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)	The National Aeronautics and Space Administration (NASA)	30x30 m	2009
Mapa de Textura de Suelos del Ecuador	Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP)	1:250000	2002
Mapa de Cobertura y uso de la tierra en el Ecuador continental	Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP)	1:100000	2014
Cartografía Base	Instituto Geográfico Militar (IGM)	1:50000	2016

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Antes de establecer el modelo de cuenca a partir de un Modelo Digital de Elevación (DEM), es necesario corregir los vacíos propios de este elemento proveniente del SRTM. Estos vacíos son corregidos mediante el relleno de información de elevación descrito más adelante.

El modelo digital de la misión STRM se lo rellena con información raster obtenida del Instituto Espacial Ecuatoriano (IEE), cuya resolución es de 30x30m, además de la ayuda de un sistema de información geográfica. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Se identifica las celdas vacías del Modelo Digital de Elevación SRTM 30x30m
- Se asigna un valor numérico 1 a las celdas sin información y un valor numérico 0 a las celdas que disponen de información, obteniéndose un primer raster.
- Luego se modifica la resolución del DEM con la ayuda de raster del IEE 30x30m, asignando un valor numérico 1 a todas las celdas, obteniéndose un segundo raster.
- Luego estos dos raster son multiplicados entre sí con la finalidad de identificar las celdas que deberán ser rellenadas y asignadas un valor numérico 1. Una vez obtenido este raster se eliminan todas las celdas que posean valores de 0.
- Al raster resultante obtenido anteriormente, se le multiplica por el raster del IEE 30x30m.
- Finalmente el raster resultado de la multiplicación se une con el SRTM 30x30m inicial, de tal forma que se obtiene un DEM con datos interpolados de elevación en sitios donde no existía información.

4.1.2.2. Definición del modelo de cuenca

La definición del modelo de cuenca, se lo realiza a partir de un Modelo Digital de Elevación (DEM) con la ayuda de la herramienta HEC-GeoHMS, disponible para todas las versiones del sistema de información geográfica ArcGIS.

Del DEM ingresado se derivan un conjunto de datos que describen colectivamente el patrón de drenaje de la cuenca y permiten su delimitación y definición del cauce principal.

En primera instancia se realiza el pre procesamiento del terreno, el cual permite obtener de la dirección y acumulación del flujo, red de arroyos, segmentación de la corriente y delimitación de cuencas, además de la obtención de las capas vectoriales de cuencas, arroyos y finalmente las cuencas agregadas que se utilizan para mejorar la precisión en la delimitación de una cuenca.

El modelo de cuenca generado por la extensión HEC-GeoHMS, cuenta con las características físicas para cada una de las siguientes capas:

- Subcuencas: Área y pendiente
- Ríos o cauces: Longitud, Elevación aguas arriba y aguas abajo, pendientes
- Centroide: Ubicación y elevación

Luego de realizado el pre procesamiento del terreno, y la delimitación de las cuencas y sub cuencas en función del cauce principal, se procede a definir las sub cuencas que conformaran el Modelo de Cuenca definitivo, para lo cual se consideran tres criterios:

1. La misma confluencia de un cauce.
2. Información de precipitación disponible.
3. Subcuencas adyacentes, es decir que estas se encuentren en un mismo régimen pluviométrico.

Toda la información generada es almacenada en tablas de atributos para cada una de las subcuencas del río Cañar, la cual posteriormente será incluida en los archivos del programa HEC-HMS, ahorrando tiempo en la parametrización del modelo.

4.1.2.3. Selección de Métodos: Pérdida y Transformación

Método de pérdida

En el modelo HEC-HMS se conoce como *Loss Method*, como se indicó anteriormente, el método de pérdida seleccionado es el *SCS Curve Number*, para lo cual es necesario determinar los valores de CN para cada una de las subcuencas que conforman la cuenca

del río Cañar, estos valores fueron determinados en función del grupo hidrológico, uso, cobertura y condición hidrológica del suelo del suelo.

Para la determinación de los valores de CN se realiza el siguiente procedimiento:

- Se realiza una intersección entre las capas de textura con la cobertura y uso de suelos del Ecuador continental.
- Se corta la capa resultante, delimitando en función del polígono de superficie de la cuenca del río Cañar.
- En la tabla de atributos de la capa generada, producto de las capas textura y cobertura del suelo, se cruza la información del campo textura de cada poligonal, con el grupo hidrológico de suelo según la clasificación establecida por la NRCS. (Ver anexo 3)

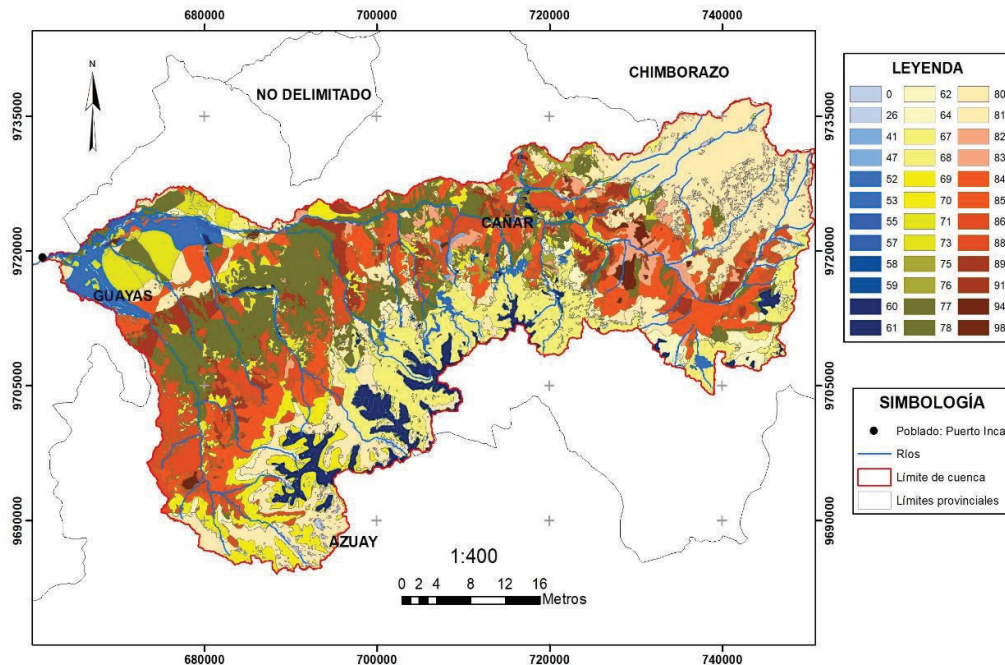


Figura 30. Números Curva (CN)
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

- Para establecer los valores de CN por cada una de las nueve subcuencas que conforman la cuenca del río Cañar, se pondera los valores de CN en función del porcentaje de superficie ocupada por cada polígono que forma una subcuenca, la ponderación se realiza aplicando la siguiente ecuación.

$$CN = P1*CN1 + P2*CN2 + P3*CN3 + \dots + Pn*CNn$$

Ecuación 32. Ponderación de CN por subcuenca

Donde:

CN: Valor resultante CN para la subcuenca.

Pn: Ponderación correspondiente al CNn de la cuenca, obtenido de la siguiente manera:

$$Pn = Acn/AT$$

Acn: Área de cada poligonal

AT: Área total de la subcuenca

CNn: valor de número curva para cada polígono que comprende Pn

El porcentaje de impermeabilidad se refiere a las superficies impermeables por ejemplo zonas erosionadas y urbanizadas que se encuentran dentro de la cuenca. Su determinación se realiza con ayuda de una base cartográfica de la zona en estudio a escala 1:50000, generada por el Instituto Geográfico Militar (IGM); en esta base se identifican elementos del terreno como vías, zonas urbanas, líneas férreas, puentes y pistas de aterrizaje, además de la capa de cobertura de uso del suelo se identifican afloramientos rocosos y áreas erosionadas. La suma de las superficies de los elementos indicados en las dos capas nos da la superficie impermeable total, de esta suma se obtiene el porcentaje en relación a la superficie total de cada subcuenca.

Método de Transformación

De acuerdo a la información disponible se seleccionó los hidrográmas unitarios sintéticos para el método de transformación, esto se debe a que no todas las subcuencas cuentan con una estación hidrológica a la salida de la cuenca que permita registrar los niveles de agua y se pueda construir un hidrograma unitario.

- Hidrograma Unitario de Clark
- Hidrograma Unitario de Snyder
- Hidrograma Unitario SCS

El análisis consiste en el desarrollo de los hidrogramas señalados anteriormente, combinando valores establecidos en la literatura y manuales técnicos para cada parámetro que conforma estos hidrogramas.

A continuación se presenta un esquema metodológico para la selección del método de transformación a utilizarse en la construcción del modelo a ser calibrado.

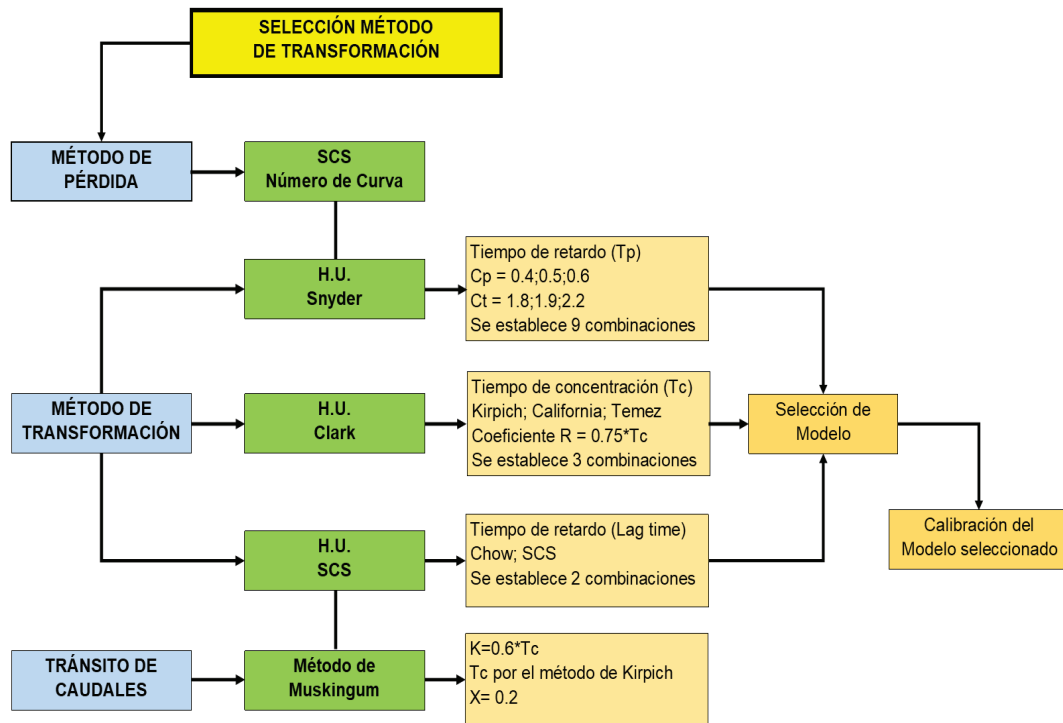


Figura 31. Esquema definido para la selección del método de transformación
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Luego de señalar a través del esquema el procedimiento a seguir para seleccionar el método de transformación que formará parte del modelo a calibrar, se procede a realizar las simulaciones para cada método descrito.

Hidrograma Unitario de Clark

Se basa en la obtención del tiempo de concentración (T_c), el cual fue determinado por tres diferentes métodos: Kirpich, California Culverts, y Temez, y en función de un análisis de sensibilidad se establece el que mejor se ajuste al hidrograma observado. Cada uno de estos métodos considera para su cálculo factores como la pendiente del cauce y longitud del mismo.

En función del tiempo de concentración por cada uno de los métodos descritos se calcula en coeficiente de almacenamiento R, el cual según (Feldman, 2000), establece que su valor corresponde al 75% del tiempo de concentración T_c .

Hidrograma Unitario de Snyder

El hidrograma sintético de Snyder se basa en la determinación del tiempo de retardo, el cual es analizado según la ecuación planteada en el marco teórico, considerando los rangos establecidos para el coeficiente al pico C_p que van de 0.4 a 0.8 en estudios

realizados en zonas montañosas del Golfo de México, y valores del coeficiente C_t basado en cuencas instrumentadas de 1.8 a 2.2 (Feldman, 2000).

Hidrograma Unitario SCS

El hidrograma SCS considera al tiempo de retardo (T_{lag}), el cual relaciona su estimación con el 60% del Tiempo de concentración T_c ; además se analiza este parámetro según Chow y se realiza un análisis de sensibilidad entre los resultados obtenidos por los dos métodos. El T_{lag} requerido por el modelo HEC-HMS se expresa en minutos (Feldman, 2000).

4.1.2.5. Modelo Meteorológico

El modelo meteorológico contiene los factores climatológicos que forman parte del ciclo hidrológico, sin embargo se cuenta únicamente con datos precipitación, dentro de este componente se ha seleccionado el método “*Specified Hyetograph*” o hietograma específico por contar con registros horarios de precipitación.

Dentro del modelo meteorológico y una vez seleccionado el método para el análisis de precipitación, se asigna un pluviómetro a cada una de las subcuencas definidas en el paso anterior.

Tabla 19. Datos de precipitación de las estaciones hidrometeorológicas asignadas a cada subcuenca

Subcuenca	Estación	Tipo
W690	M5089-EI Tablón H1151- Miguir M5096- Escudilla	Meteorológica Hidrometeorológica Meteorológica
W640	M5091-Tanzaray	Meteorológica
W520	H1150-Patul	Hidrometeorológica
W430	M5092-Gualleturo	Meteorológica
W600	M5095-Escudilla	Meteorológica
W370	H0471-DJ Roura	Hidrometeorológica
W350	M0412-Suscalpamaba	Meteorológica
W510	H1150-Patul	Hidrometeorológica
W500	Promedio Aritmético: M5091 –H1151– H1150	Meteorológica Hidrometeorológica Hidrometeorológica

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.1.2.6. Especificaciones de Control

Las especificaciones de control definen el período de tiempo en el cual se va a realizar la modelación hidrológica.

El período de modelación considerado para el evento de crecida registrado por la estación H0472-Puerto Inca es el siguiente:

Tiempo de Inicio: 29-03-2014 12:00

Tiempo de Fin: 31-03-2014 23:00

4.1.2.7. Datos de Series Temporales

En este componente denominado en el modelo HEC-HMS como *Time Series Data*, se ingresa los datos meteorológicos que serán procesados por el modelo, así como los datos de los caudales observados para el período de simulación registrados por la estación H0472-Puerto Inca. El hidrograma generado de los datos registrados en el evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, es seleccionado para calibrar el modelo a partir del cual se construirá un pronóstico hidrológico y de crecida.

El caudal máximo registrado por este evento es 725.53 m³/s a las 15H00 del 30 de marzo del 2014, previo a esta crecida se registra una antecedente de caudal pico igual a 314.87 m³/s a las 04H00.

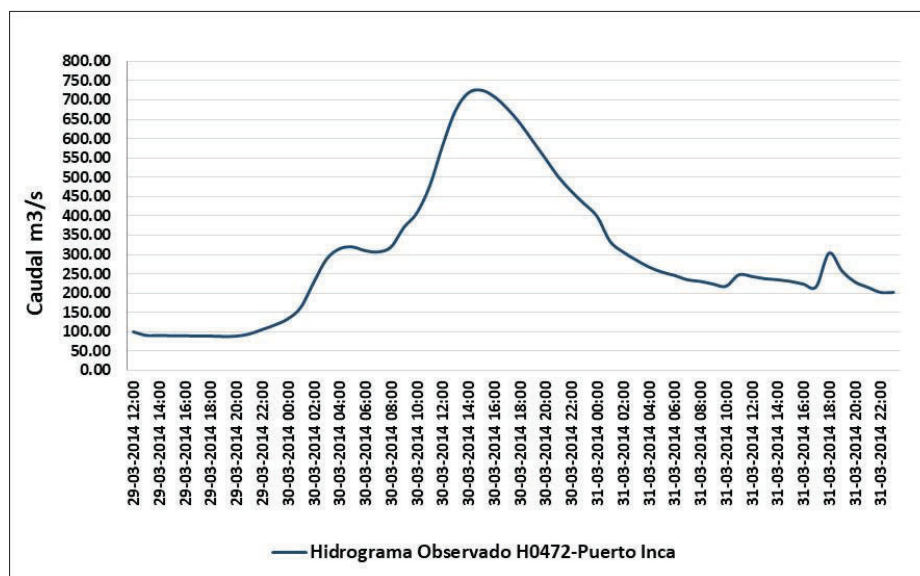


Figura 32. Hidrograma del evento de crecida registrado el 30 de marzo del 2014.

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En la siguiente figura se indica la distribución espacial de la precipitación ocurrida el 30 de marzo del 2014, la cual generó el evento de crecida registrado por la estación H0472-Puerto Inca.

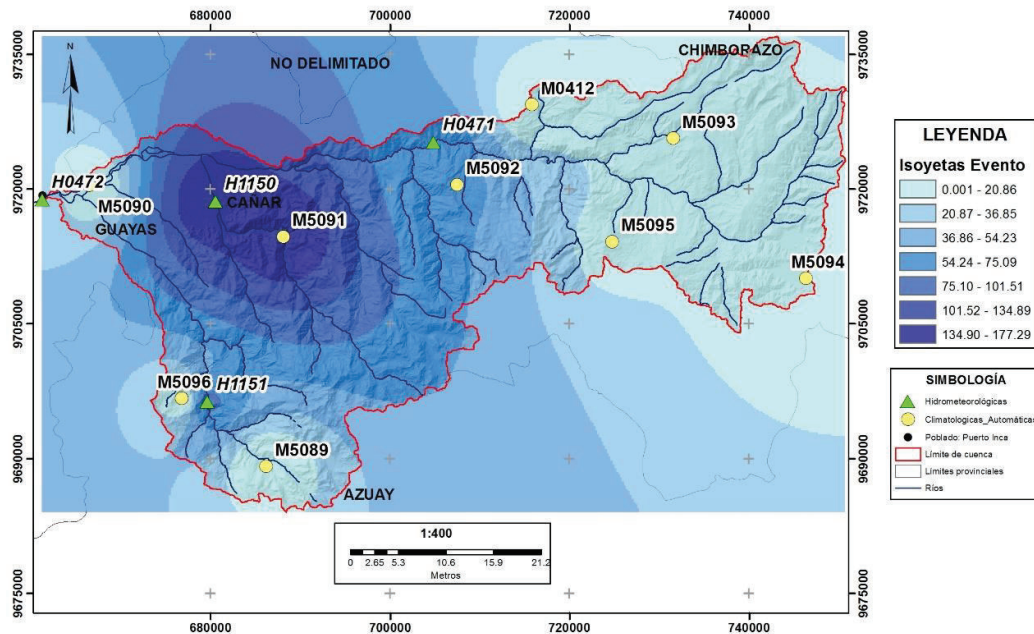


Figura 33. Distribución espacial de la precipitación acumulada durante el evento de crecida, registrado desde las 12H00 del 29/03/2014 hasta las 23H00 del 31/03/2014
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.1.2.8. Tránsito de caudales

En este estudio se considera al tránsito como un sistema semidistribuido, ya que el flujo se calcula como una función del tiempo en un lugar específico, a diferencia de sistema distribuido en el cual el flujo es determinado a través del tiempo y el espacio.

El método considerado para el tránsito de caudales es Muskingum, cuyo principio se basa en el establecimiento de un coeficiente de proporcionalidad (K) y otro de atenuación del flujo de la cuenca (X).

Aplicando el manual técnico de HEC-HMS (Fleming & Doan, 2013), en la simulación del evento se ha considerado utilizar los siguientes valores para los parámetros K y X.

$$K = 0.6T_c$$

$$X = 0.2$$

Los tramos en los cuales se trasladaran los caudales aguas arriba hasta la desembocadura o punto de cierre ubicado en la estación H0472-Puerto Inca son los siguientes:

Tabla 20. Tramos definidos por el modelo de cuenca para el tránsito de caudales

Tramo	Longitud tramo m	Cota mayor m	Cota menor m	Diferencia H metros	Pendiente S m/m
R30	3210,37	1687	1507	180	0,056
R20	13718,23	1507	863	644	0,047
R70	15312,12	863	300	563	0,037
R80	12477,20	300	71	229	0,018
R90	11591,76	71	26	45	0,004
R140	3869,85	26	21	5	0,001
R160	7242,20	21	14	7	0,001
R190	7597,13	257	71	186	0,024
R300	25826,74	895	21	874	0,034

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.1.3. Simulación

La simulación del evento consiste en ingresar datos preliminares obtenidos teóricamente de los parámetros necesarios para el modelo hidrológico y cuyos resultados serán analizados para encontrar los parámetros más sensibles que puedan ser sujetos a iteración en el proceso de calibración, de esta manera se establecerán valores óptimos del modelo para su posterior validación.

4.1.4. Calibración

El objetivo de la calibración es identificar parámetros óptimos de un modelo simulado que más se aproximen al sistema real representado por el hidrograma generado por los registros obtenidos en la estación H0472-Puerto Inca. Los resultados de la calibración de un modelo deben ser lo más precisos posibles, evitando o disminuyendo significativamente el sesgo. (Moriassi, y otros, 2007)

4.1.4.1. Análisis de Sensibilidad

El análisis de sensibilidad permite estimar las variaciones en los resultados del modelo, producto de pequeñas alteraciones en los valores de los parámetros que lo conforman (Ma, y otros, 2000). El análisis de sensibilidad es un paso previo a la calibración del modelo, pues determina los valores de los parámetros más apropiados para que el modelo simulado sea lo más ajustado al modelo real.

La sensibilidad es analizada para cada uno de los parámetros que conforman los métodos de pérdida, transformación y tránsito de caudales, por lo tanto los resultados de este análisis establecerán los parámetros y métodos indicados para un modelo simulado que finalmente será ajustado en su totalidad al modelo real mediante la calibración.

4.1.5. Validación del modelo

La validación se realiza mediante la aplicación del modelo hidrológico calibrado a eventos de crecida posteriores, identificados mediante umbrales de aviso y alerta, los cuales fueron establecidos en el desarrollo del “Estudio de valores extremos para la implementación del sistema de alerta temprana en la cuenca del río Cañar”, realizado por el INAMHI, en el cual en función de series históricas de niveles se estableció umbrales de aviso y alerta para la estación H0472-Puerto Inca.

Los umbrales establecidos en el estudio del INAMHI corresponden a 4.4 m para Aviso y 5.8 m para Alerta, sin embargo luego del análisis del evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, se ajustan estos umbrales, siendo el nivel de Alerta establecido en función de la generación de las primeras inundaciones en los márgenes del río Cañar, y el de Aviso ajustado en conjunto con los umbrales de precipitación para indicar el pronóstico de una crecida.

Tiempo de pronóstico, es el tiempo que transcurre desde que una estación meteorológica registra un valor de precipitación superior al umbral de aviso establecido, hasta cuando el nivel de agua en la estación hidrológica de control supere su umbral de aviso establecido, es decir al inicio del evento de crecida (OMM, 2011).

El ajuste de los umbrales corresponde a 3.4 m Aviso y 4.5 m Alerta, se considera un evento de crecida cuando el nivel de agua en la estación H0472-Puerto Inca supere el umbral de Aviso igual a 3,4 m. (Páez & Llerena, 2015).

La validación del modelo se realiza mediante el análisis gráfico y estadístico de su función objetivo, para el análisis gráfico se considera el caudal al pico, tiempo al pico y volumen de escorrentía; mientras que el análisis estadístico se realiza utilizando el porcentaje de sesgo (PBIAS) y el coeficiente de Nash- Sutcliffe (NSE), que permitirán estimar el error y la precisión del modelo.

Los eventos identificados y seleccionados para la validación del modelo hidrológico en el presente estudio son los siguientes:

Tabla 21. Datos disponibles de precipitación para los eventos de crecida registrados.

N° de Evento	Fecha de ocurrencia	Nro. Estaciones	Datos de estaciones disponibles
1	30 marzo 2014	11	M5089, M5090, M5091, M5092, M5093, M5094, M5095, M5096, H0471, H1151, H0412.
2	09 febrero 2015	11	M5089, M5090, M5091, M5092, M5093, M5094, M5095, M5096, H0471, H1151, H0412.
3	24 febrero 2015	9	M5091, M5093, M5094, M5095, M5096, H0471, H1150, H1151, H0412
4	20 marzo 2015	12	M5089, M5090, M5091, M5092, M5093, M5094, M5095, M5096, H0471, H1150, H1151 y H0412
5	28 marzo 2015	12	M5089, M5090, M5091, M5092, M5093, M5094, M5095, M5096, H0471, H1150, H1151 y H0412

Elaborado por: Arteaga, M. 2017

El tiempo de pronóstico para cada uno de los eventos seleccionados se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 22. Tiempo de pronóstico para los eventos de crecida identificados en la estación H0472-Puerto Inca

Estación	Precipitación				Nivel H0472		Tiempo de Pronostico (horas)
	Fecha Aviso	HH:MM	Fecha Alerta	HH:MM	Fecha Aviso	HH:MM	
H1150	30/03/2014	07:00	29/03/2014	22:00	30/03/2014	15:00	8
M5090	09/02/2015	05:00	-	-	09/02/2015	06:00	1
H1150	24/02/2015	00:00	24/02/2015	01:00	24/02/2015	05:00	5
M5091	24/02/2015	01:00	-	-	24/02/2015	05:00	4
H1150	19/03/2015	17:00	-	-	20/03/2015	01:00	8
M5091	19/03/2015	18:00	19/03/2015	19:00	20/03/2015	01:00	7
H1150	28/03/2015	09:00	-	-	28/03/2015	21:00	12
H1151	28/03/2015	18:00	-	-	28/03/2015	21:00	3

Elaborado por: Arteaga, M. 2016

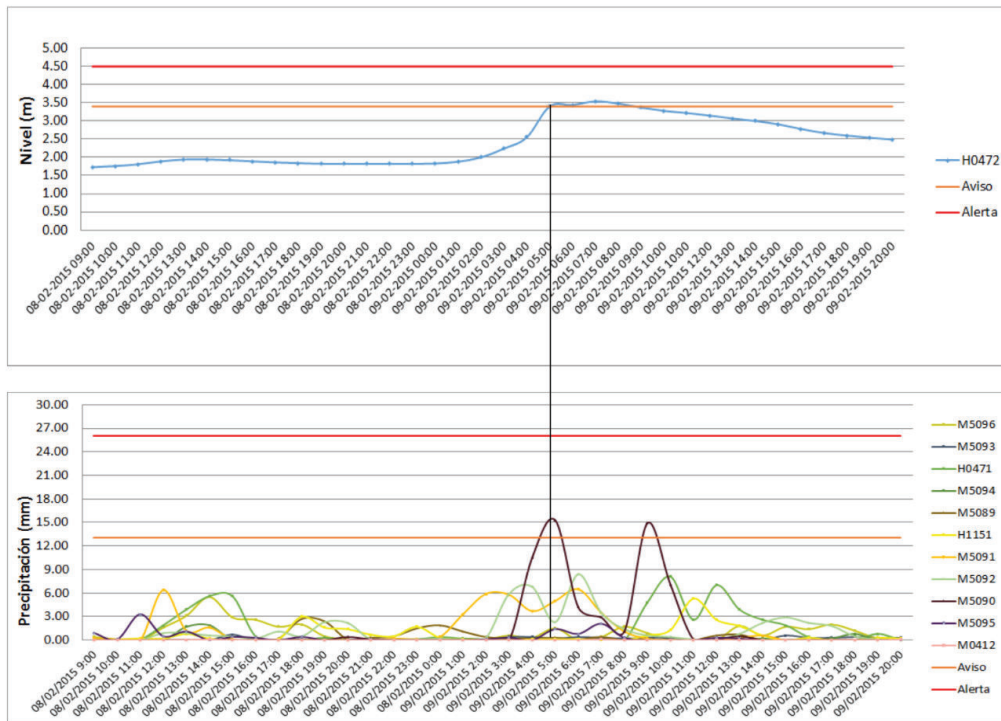


Figura 34. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 09 de Febrero del 2015

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

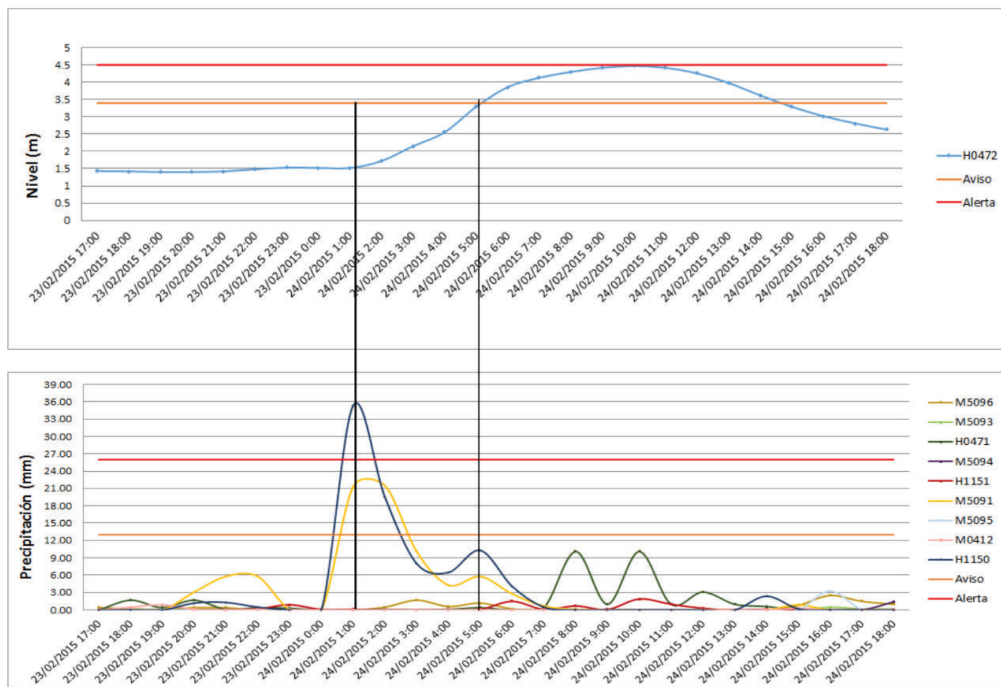


Figura 35. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 24 de Febrero del 2015

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

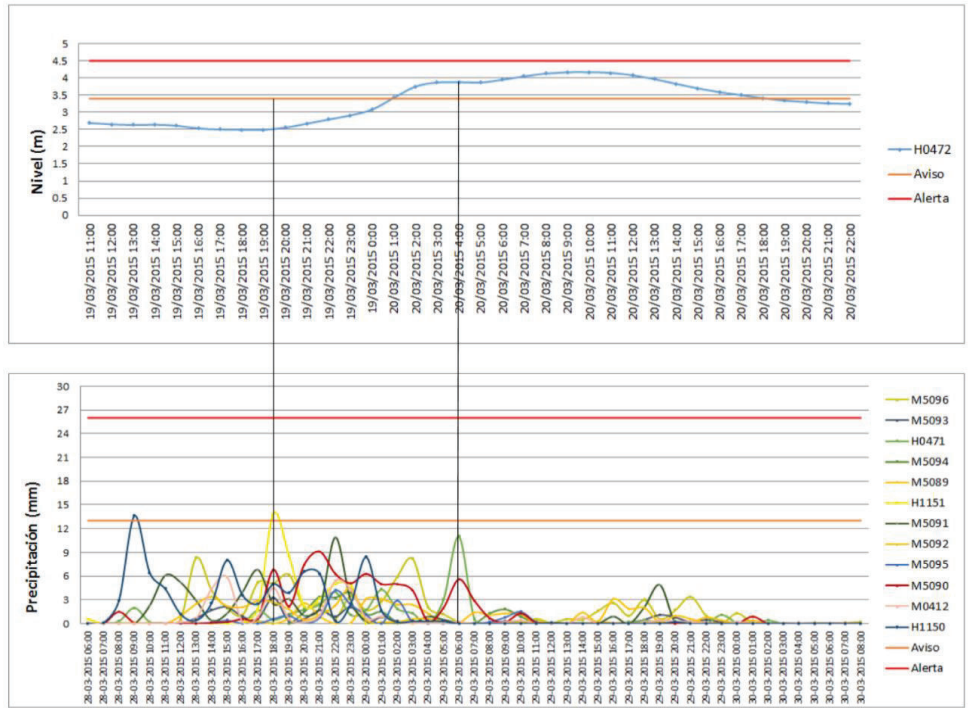


Figura 36. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 24 de Febrero del 2015
 Elaborado por: Arteaga. M, 2016

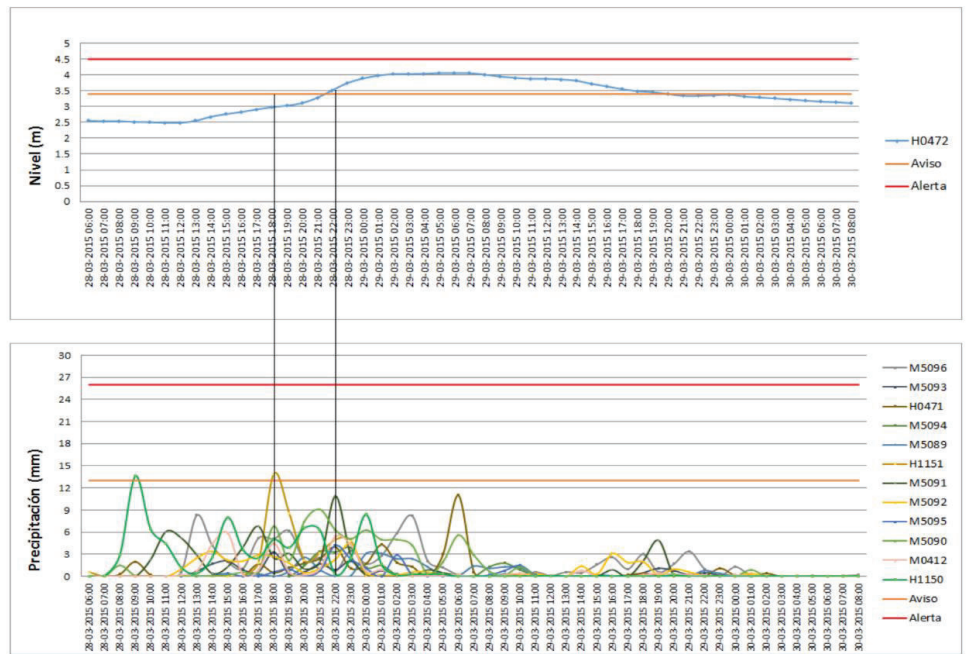


Figura 37. Hietograma vs Hidrograma generado durante el evento de crecida registrado el 29 de Marzo del 2015
 Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.1.5.1. Evaluación de desempeño del modelo

Las funciones estadísticas utilizadas para evaluar el modelo son: Porcentaje de Sesgo (PBIAS) y el Coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE); el primero mide la tendencia promedio de los resultados de los datos simulados con respecto a los resultados de los datos observados, y el segundo es una magnitud relativa de la varianza residual o variabilidad de los datos observados comparada con la varianza de los datos simulados (Roche, Miquel, & Gaume, 2012)

El valor ideal PBIAS es 0, y mientras más se acerquen a este valor es más precisa la simulación del modelo. Valores positivos señala subestimación del modelo y valores negativos indican sobrestimación del mismo.

Para el coeficiente de Nash-Sutcliffe, los valores van desde $-\infty$ a 1, siendo 1 el valor perfecto y $-\infty$ un valor que indica que no existe ajuste alguno.

$$PBIAS = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - S_i) * 100}{\sum_{i=1}^n (O_i)}$$

Ecuación 33. Valor PBIAS

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - S_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}$$

Ecuación 34. Valor NSE

Donde:

i: Series de tiempo de los pares de valores observados y simulados

n: Pares de valores observados y simulados

O_i: Valor Observado

S_i: Valor Simulado

Tabla 23. Criterio según PBIAS y NSE para la evaluación de desempeño del modelo.

CRITERIO	VALOR	CALIFICACIÓN
PBIAS	PBIAS < ±10	Muy Bueno
	±10 ≤ PBIAS < ±15	Bueno
	±15 ≤ PBIAS < ±25	Satisfactorio
	PBIAS > ±25	Insatisfactorio
NSE	0.75 < NSE ≤ 1.00	Muy Bueno
	0.65 < NSE ≤ 0.75	Bueno
	0.50 < NSE ≤ 0.65	Satisfactorio
	NSE ≤ 0.5	Insatisfactorio

Fuente: (Moriassi, y otros, 2007)

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

4.2. Modelación Hidrodinámica

La modelación hidrodinámica del flujo en un cauce natural se lo realiza por medio de un análisis unidimensional del cual se obtienen resultados cuantitativos e interpretaciones del fenómeno de crecida; se entiende que el análisis unidimensional describe las características medias de la corriente en las secciones transversales, quedando excluidas de este análisis las corrientes secundarias y formación de remolinos. (Pujol & Menéndez, 1987).

A la validación hidrológica se le suma la validación a través del modelo hidrodinámico *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (HEC-RAS), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos; el cual modela el flujo de agua en una dimensión constante y variable (Brunner , 2015).

La metodología adoptada para este proceso se describe en el siguiente esquema:

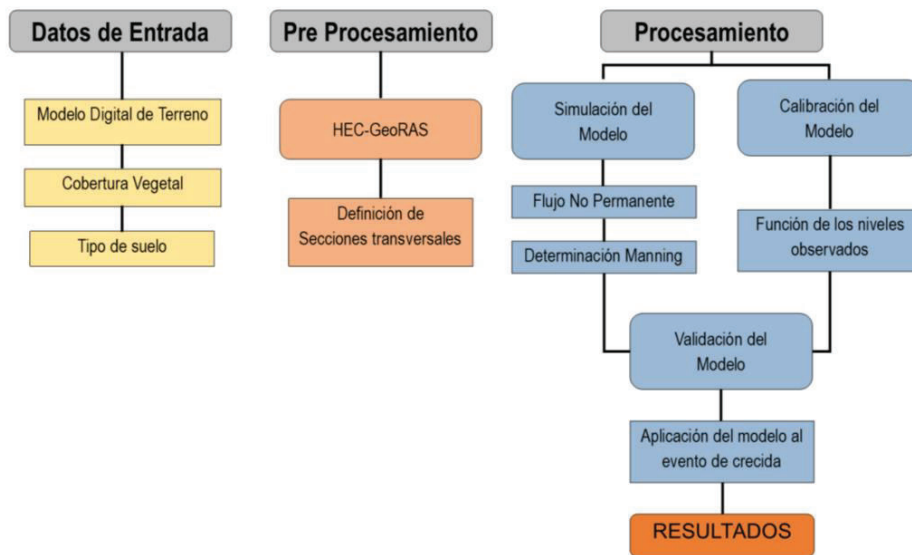


Figura 38. Esquema de Modelación Hidrodinámica
Elaborado por: Arteaga. M, 2017

4.2.1. Datos de entrada

Los insumos utilizados como datos de entrada para la modelación hidrodinámica son los siguientes.

- Modelo Digital de Terreno (DTM) 5x5 m de un tramo del río Cañar.
- Mapa de textura de suelos del Ecuador 2002, escala 1:250000
- Mapa de Cobertura y Uso de la tierra del Ecuador Continental, 2014, escala 1:100000
- Hidrograma calibrado del evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014.

La Secretaría del Agua levantó la topografía de los cauces del río Cañar, y los esteros Diablo Grande y Álamos, además sus afluentes: ríos Patul, Piedras, Norcay y el estero Pancho Negro, como parte del proyecto “Control de Inundaciones Cañar”, esta topografía fue procesada por técnicos del INAMHI, con el uso del software AUTOCAD Civil 3D hasta la obtención de un Modelo Digital del Terreno (DEM) cuya resolución es 5x5m, dentro del proyecto Sistemas de Alerta Temprana del río Cañar. (Pérez, 2013)

El mapa de textura, cobertura y uso de la tierra del Ecuador continental fue elaborado por el MAGAP, en los años 2002 y 2014 respectivamente. Estas coberturas serán utilizadas como insumo para determinar los coeficientes de rugosidad dentro de la aplicación del modelo hidráulico HEC-RAS.

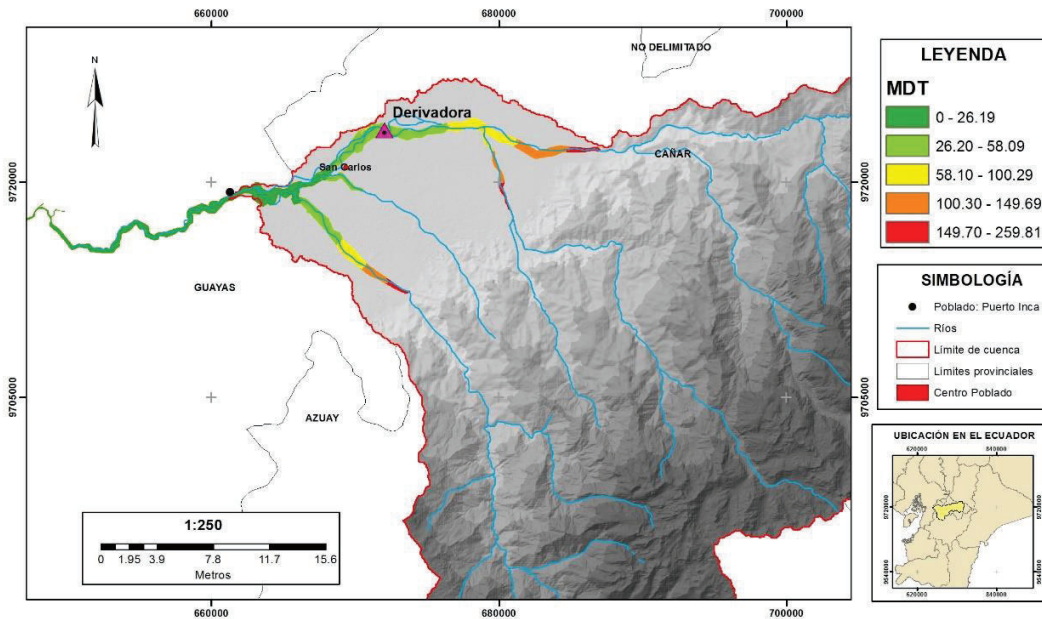


Figura 39. Ubicación del tramo para la Modelación Hidrodinámica
Elaborado por: Arteaga. M, 2017

4.2.2. Pre procesamiento

Los componentes necesarios para el desarrollo del modelo hidrodinámico son:

- La geometría de cauce
- Información del Flujo

El pre procesamiento consiste en determinar la geometría del cauce mediante la herramienta HEC-GeoRAS para ArcGis; mientras que la información sobre el flujo es ingresada directamente en el programa HEC-RAS.

Los elementos geométricos del cauce requeridos por HEC-RAS, que procesa esta herramienta son los siguientes:

- Ejes y bordes del río
- Uso del suelo
- Secciones transversales

4.2.2.1. Ejes y bordes del río

A partir de la generación del DEM, se traza el eje principal del río, el cual debe ser lo más central posible dentro del cauce, de la misma forma los bordes son trazados siguiendo el contorno del río o el perímetro de mojado, mientras que las llanuras de inundación son trazadas siguiendo las cotas más altas que bordean al cauce.

La longitud de tramo modelada es de 0.95 km, la primera sección transversal inicia 0.57 Km aguas arriba desde la estación H0472-Puerto Inca.

4.2.2.2. Secciones transversales

Se identificó 19 secciones transversales, en el tramo seleccionado del río Cañar, cada una de las secciones fueron ubicadas a 50 metros de separación y una longitud de 150 metros de ancho medida desde el extremo de cada borde.

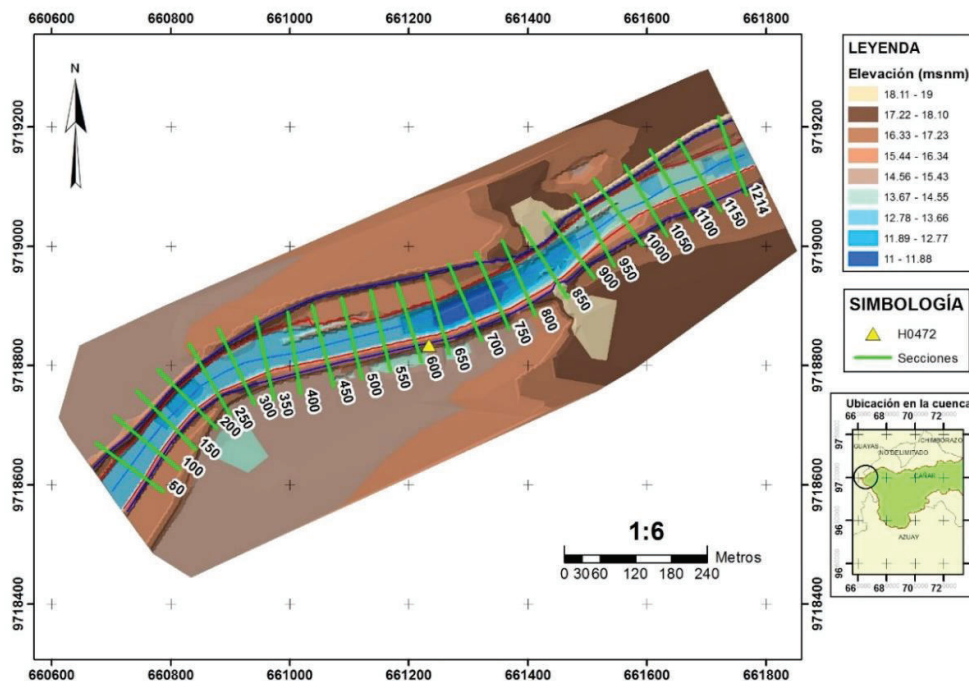


Figura 40. Secciones transversales generadas en el tramo a modelar, mediante la herramienta HEC-GeoRAS

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

4.2.2.3. Uso del suelo

Es importante contar con información de uso del suelo que permita establecer el coeficiente de rugosidad de Manning en las llanuras de inundación y lecho del río, este coeficiente es obtenido teóricamente en función de experiencias, estimaciones y estudios realizados en casos similares. (Chow, 1994)

En el presente estudio se ha definido la cobertura vegetal y uso del suelo en las llanuras de inundación del tramo seleccionado para la modelación hidrodinámica. El insumo utilizado para esta actividad es el Mapa Cobertura y Uso de la tierra del Ecuador Continental, escala 1:100000, elaborado por Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca.

Los resultados para el tramo seleccionado indican que, el 90% de uso del suelo corresponde a Agropecuario Mixto, cuya cobertura está compuesta por cultivos de pasto (70%) y cacao (30%); mientras que el 10% restante corresponde a un uso Agrícola con una cobertura correspondiente a cultivo de banano en su totalidad. (MAGAP, 2014).

4.2.3. Simulación del modelo

Luego de determinar la geometría y elementos hidráulicos del cauce y las llanuras de inundación con ayuda de la herramienta HEC-GeoRAS, los resultados se importan al modelo hidrodinámico HEC-RAS 1D, y la simulación se realiza considerando lo siguiente:

- Información del flujo
- Rugosidad o resistencia al flujo

Los problemas de hidráulica de canales abiertos se solucionan analizando el comportamiento en condiciones de flujo permanente, sin embargo en ciertos casos donde la condición del flujo con respecto al tiempo es importante como en el caso de eventos de crecida, debe analizarse al flujo como no permanente, donde el tiempo tiene mucha importancia para el diseño de obras de control. (Chow, 1994)

En el modelo HEC-RAS con respecto a la información de flujo se consideró los siguientes parámetros para la modelación hidrodinámica:

La rugosidad es la resistencia que presenta el flujo en un río a parámetros físicos como el material de fondo, la morfología del lecho y cuando el río sobrepasa su nivel habitual inundando las llanuras, se considera a la vegetación como otro factor de resistencia. (Martín, 2003)

La rugosidad para las planicies de inundación se obtiene por medio de la tabla de valores para el coeficiente de Manning de la Hidráulica de Canales Abiertos de (Chow, 1994), descrita en el anexo 7.

En el presente estudio se ha seleccionado los siguientes valores de Manning para las planicies de inundación.

Tabla 24. Valores de Manning (n) definidos para el canal principal

Uso del Suelo	Cobertura del Suelo	Componentes	Margen Derecho	Margen Izquierdo
Agropecuario Mixto	Pasto (70%); Cacao (30%)	Áreas cultivadas: con cultivo; máximo	0.250	0.250
Uso Agrícola	Cultivo Banano	Áreas: con cultivo; normal	0.250	-

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

En la determinación del coeficiente de Manning para el cauce, se considera la metodología propuesta por Cowan en 1956 y descrita por (Arcement & Schneider, 1984), la cual señala que el coeficiente de rugosidad puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Formula de Cowan para estimar el coeficiente de Manning.

Donde:

n: coeficiente de Manning para un cauce

n_b: rugosidad base, cauces uniformes, rectos y naturaleza del material del lecho

n₁: corrección debida a irregularidades de la superficie a lo largo del tramo a modelar

n₂: corrección debida al tamaño y la forma de las secciones transversales

n₃: rugosidad por obstrucciones

n₄: rugosidad debido a presencia de vegetación

m: factor de corrección por efectos de meandros o sinuosidad del cauce

A continuación según (Arcement & Schneider, 1984) se describe cada uno de los componentes que conforman la fórmula de Cowan para la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning. Los valores para cada uno de los coeficientes descritos en esta fórmula se encuentran en el anexo 8.

Factor n_b

Antes de seleccionar el valor n_b es necesario establecer la composición del lecho cauce, la cual puede ser estable o inestable. En el primer caso, el lecho de un cauce está compuesto por materiales como grava y grandes rocas que hacen que este sea firme; mientras que

los lechos inestables están constituidos por materiales de poca resistencia al flujo y cuya geometría cambia fácilmente como por ejemplo las arenas.

Los valores de rugosidad en cauces de lecho estable varían de 0.024 a 0.075, y en cauces con lecho inestable los valores están condicionados al tamaño de las partículas de arena que lo conforman, así tenemos tamaños de 0.062 a 2 mm de diámetro, y los valores de rugosidad van de 0.012 a 0.026.

Factor n_1

Es un factor de corrección de rugosidad causada por bancos erosionados y festoneados, además de la presencia de raíces de árboles expuestas a lo largo de los bancos. Se ha demostrado que bancos erosionados y festoneados incrementan los valores de n_1 hasta en 0.020, valores más altos se utilizan en bancos grandes e irregulares.

Factor n_2

Cuando los cambios de las secciones transversales son graduales y uniformes existe una mayor rugosidad. El cambio en el tamaño de las secciones depende del número de alternancias que estas tengan, es decir cómo va cambiando de secciones grandes a pequeñas. Mientras más frecuentemente se den estos cambios, mayor es la rugosidad que presente el cauce.

Factor n_3

Este factor hace referencia a la presencia de troncos, tocones, cantos rodados, pilotes o escombros en general que obstaculizan el flujo en el cauce aumentando la resistencia de este, y por lo tanto su rugosidad. Hay que considerar que los valores para la rugosidad por obstrucción van a estar en función del tamaño, forma, cantidad y espaciamiento del elemento obstructor. Es importante considerar este elemento, ya que la superposición de varias obstrucciones puede causar perturbaciones considerables. (Chow, 1994) Asigno los niveles de obstrucción insignificante, menor, apreciable y severo.

Factor n_4

La vegetación está en función del tipo, altura, edad de los árboles, y densidad, sin embargo lo más relevante en el estudio es la altura y densidad, para lo cual se ha definido en vegetación muy alta, alta, media y baja.

Factor m

El factor m depende de la longitud total del cauce y los meandros que estén presente, se consideran valores de 1 a 1.2 para relaciones menores, de 1.2 a 1.5 para relación de meandros apreciables, y mayores a 1.5 presencia de meandros severa. Se recomienda

aplicar este ajuste cuando el flujo está confinado al cauce. En el caso de este estudio se seleccionó un tramo recto para la modelación hidrodinámica.

Los valores para cada factor considerados en la determinación del coeficiente de Manning para la simulación del modelo hidrodinámico son los siguientes:

Tabla 25. Valores de Manning (n) definidos para el cauce del río Cañar

FACTOR	CONDICIONES DEL CAUCE	VALOR
n_b	Cauces estables y Planicies de Inundación; Cauce uniforme; Suelo Firme	0.020
n_1	Menor	0.003
n_2	Ocasionalmente Alternante	0.001
n_3	Insignificante	0.003
n_4	Baja	0.005
m	Menor	1.000
n	Total	0.032

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

(Pérez, 2013), en su informe de modelación hidrodinámica del río Cañar, utiliza valores para coeficiente de Manning basándose el estudio sobre “Predicción de inundaciones” realizado por Hilary Robinson en República Dominicana (2009); dicho estudio fue seleccionado ya que analiza tres fuentes bibliográficas (Vieux 2006, Haan et al. 1994, y Engman 1986) para adaptar los coeficientes de rugosidad a los tipos de suelo existentes en países tropicales, estos valores son los siguientes: 0.260 para la llanuras de inundación considerando una cubierta vegetal de pastos y arbustos, y 0.020 para el cauce.

En los estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de “Control de Inundaciones Bulubulu-Cañar-Naranjal”, presentados por la Empresa Pública del Agua (EPA) se considera un valor de Manning para el cauce igual a 0.028, y 0.050 para las planicies de inundación. (ACSAM Consultores, 2011)

4.2.4. Calibración del modelo hidrodinámico

La calibración del modelo hidrodinámico se basa en el análisis e iteración de los coeficientes de Manning propuestos en función de la metodología planteada.

La calibración considera el nivel observado en la estación M0472-Puerto Inca durante la crecida ocurrida el 30/03/2014. El nivel del agua empieza a subir a partir de las 21h00 del 29 de marzo y alcanza un primer pico de 3.86 m a las 04h00 del 30 de marzo. El máximo nivel detectado por el sensor es 5.88 m registrado a las 15h00 del domingo, por lo tanto la calibración será realizada con este registro. (Páez & Llerena, 2015)

4.2.5. Validación del modelo hidrodinámico

Se establece la validación del modelo hidrodinámico aplicando a los eventos de crecida identificados, posteriores al evento ocurrido el 30/03/2014, considerando los valores calibrados del coeficiente de Manning, el cual es el único parámetro que se calibró en esta modelación.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. Modelación Hidrológica

5.1.1. Definición del Modelo de cuenca

Aplicando la herramienta HEC-GeoHMS, y en base a la información meteorológica disponible se definen las subcuencas y sus cauces principales; obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 26. Subcuencas y cauces principales definidos para la modelación hidrológica

Número	Código	S media (%)	Área (km ²)	Cauce Principal	Longitud (Km)	S media (m/m)
1	W350	18,48	101,90	Río Capulí	9,71	0,100
2	W370	24,53	56,37	Río Cañar	15,31	0,037
3	W430	26,61	266,38	Río Cañar	16,93	0,106
4	W500	26,04	189,28	Río Tigsay	30,19	0,125
5	W510	13,74	133,72	Río Miguir	25,83	0,034
6	W520	8,93	207,94	Río Cañar	24,07	0,011
7	W600	17,89	703,59	Río Silante	50,54	0,030
8	W640	25,27	283,20	Río Patucay	32,06	0,105
9	W690	27,45	303,78	Río Miguir	25,90	0,116

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

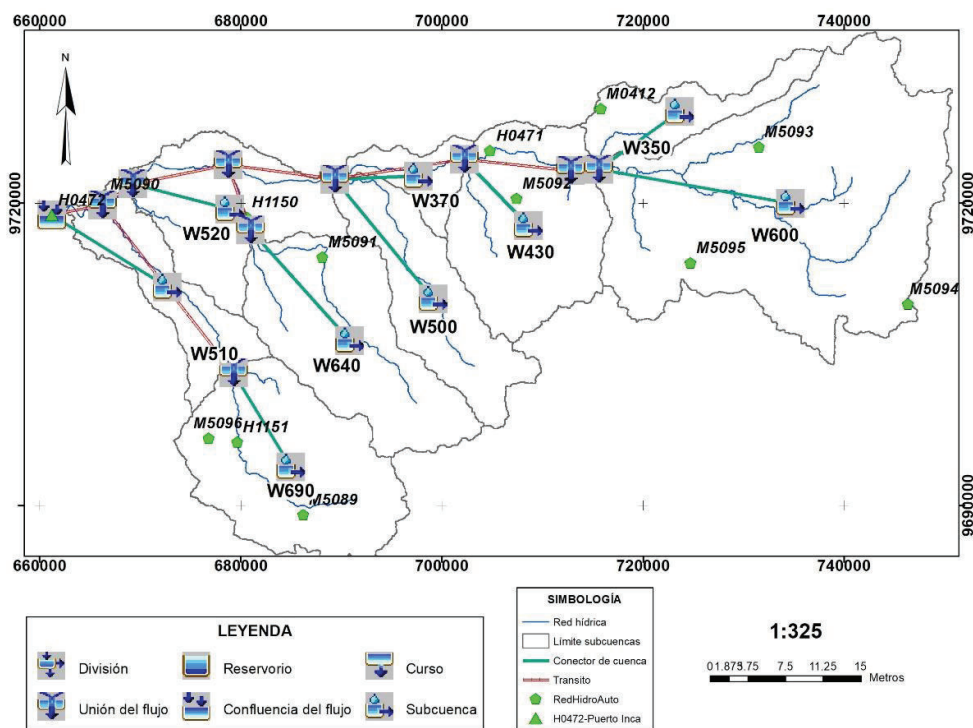


Figura 41. Esquema del Modelo de Cuenca

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

5.1.2. Simulación

5.1.2.1. Método de Pérdida

En el Método de Pérdida se considera al método SCS Número de Curva, el cual se basa en los parámetros: almacenamiento (S), abstracción inicial (Ia) e impermeabilidad (Imp.); los dos primeros expresados en unidades de lámina de agua (mm) y el tercero en porcentaje.

Los resultados de los parámetros establecidos para este método en cada una de las subcuencas generadas son los siguientes:

Tabla 27. Valores de CN obtenidos para cada una de las subcuencas generadas.

Subcuenca	S mm	Ia mm	% Imp.	CN
W350	98,8	19,8	0,07	72
W370	59,6	11,9	0,02	81
W430	119,5	23,9	0,02	68
W500	149,2	29,8	0,16	63
W510	89,2	17,8	0,02	74
W520	80,2	16,0	0,02	76
W600	103,7	20,7	0,60	71
W640	103,7	20,7	0,41	70
W690	108,9	21,8	2,22	70

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

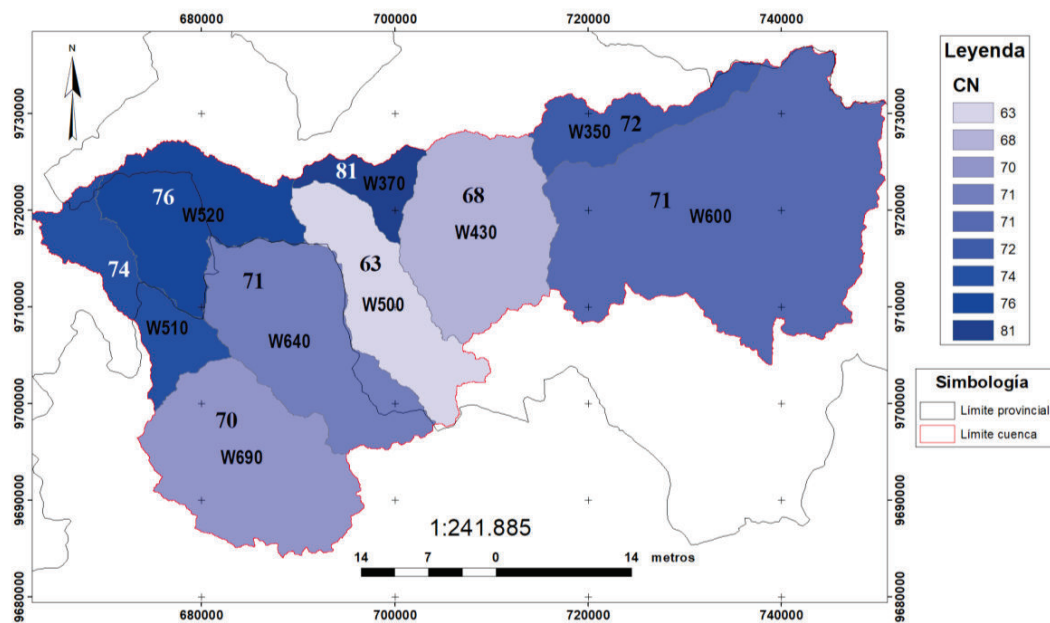


Figura 42. Números Curva (CN) por subcuencas

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

5.1.2.2. Tránsito de Caudales

En la determinación del tránsito de caudales se utiliza el método de Muskingum, cuyos parámetros son los coeficientes K y X, donde K es igual al 60% del tiempo de concentración (T_c), el cual se analiza a través de tres ecuaciones: Kirpich, California y Temez.

Tabla 28. Análisis del coeficiente de proporcionalidad (K) por tres ecuaciones de cálculo para el tiempo de concentración T_c expresado en horas

Tramo	Tc Kirpich	Tc California	Tc Temez	K: 0,6Tc Kirpich	K: 0,6Tc California	K: 0,6Tc Temez	X
R30	0,51	0,01	1,49	0,30	0,01	0,89	0,2
R20	1,66	0,03	0,95	1,00	0,02	0,57	0,2
R70	1,98	0,04	0,58	1,19	0,02	0,35	0,2
R80	2,21	0,04	0,39	1,33	0,03	0,24	0,2
R90	3,81	0,08	0,61	2,28	0,05	0,37	0,2
R140	2,50	0,05	1,35	1,50	0,03	0,81	0,2
R160	4,53	0,09	1,11	2,72	0,05	0,67	0,2
R190	1,35	0,03	0,46	0,81	0,02	0,28	0,2
R300	3,06	0,06	0,04	1,84	0,04	0,02	0,2

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los resultados indican que el tiempo de concentración (T_c) determinado por la ecuación de Kirpich registra valores que van de 0.51 a 4.53 horas, los valores de T_c determinados por la ecuación de California van de 0.01 a 0.09 horas, y los valores de T_c determinados por la ecuación de Temez van de 0.04 a 1.49, considerando la distancia de cada uno de los tramos hasta el punto de descarga de la cuenca y la lógica de los valores calculados, se selecciona la ecuación de Kirpich para la determinación del tiempo de concentración (T_c), utilizado en el cálculo del coeficiente R.

5.1.2.3. Método de Transformación

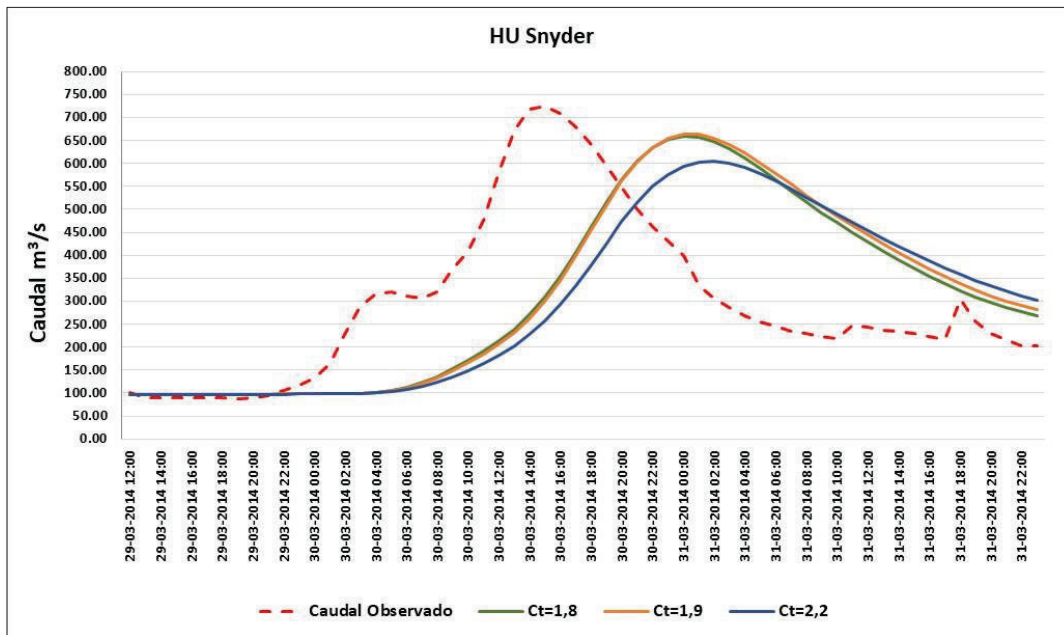
Simulación bajo parámetros del método de H.U Snyder

Este hidrograma considera el tiempo de retardo (T_p), las 9 combinaciones establecidas para la reproducción del modelo, según los rangos propuestos en (Feldman, 2000), para los coeficientes pico (C_p) y coeficiente basado en cuencas instrumentadas (C_t) son las siguientes:

C_p : 0.5; C_t : 1.8	C_p : 0.4; C_t : 1.8	C_p : 0.8; C_t : 1.8
C_p : 0.5; C_t : 1.9	C_p : 0.4; C_t : 1.9	C_p : 0.8; C_t : 1.9
C_p : 0.5; C_t : 2.2	C_p : 0.4; C_t : 2.2	C_p : 0.8; C_t : 2.2

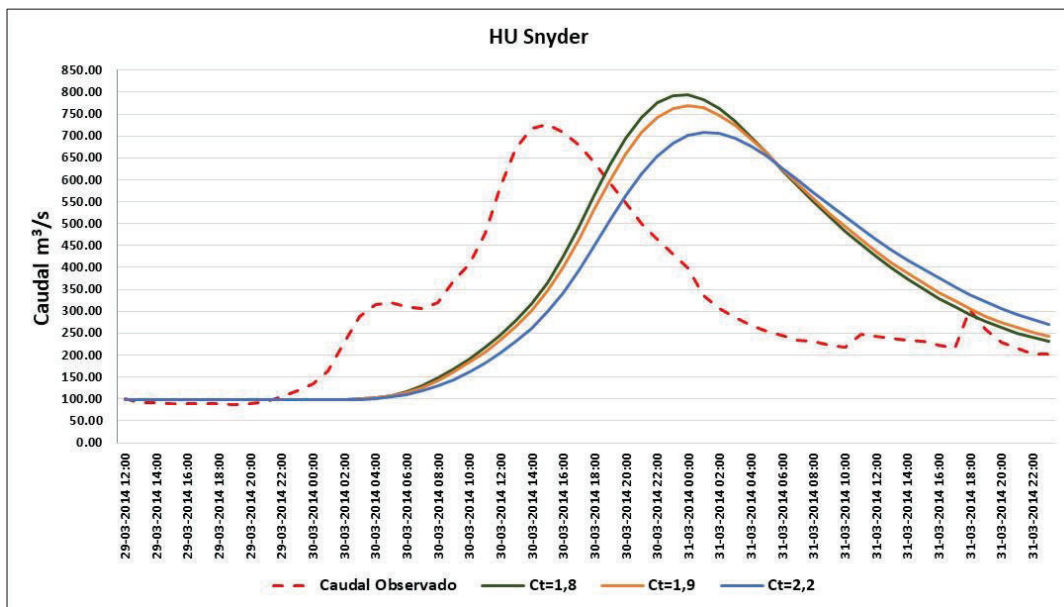
A continuación se presentan los resultados de la simulación:

Gráfico 1. H.U de Snyder para C_p igual a 0.4 y tres valores distintos de C_t



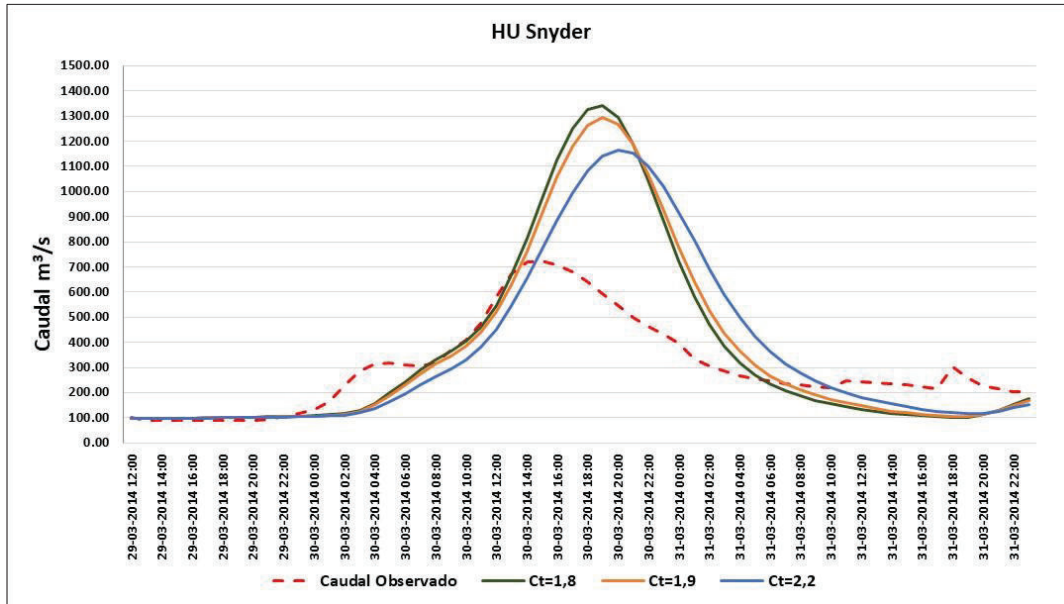
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 2. H.U de Snyder para C_p igual a 0.5 y tres valores distintos de C_t



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 3. H.U de Snyder para C_p igual a 0.8 y tres valores distintos de C_t



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Luego de realizadas las simulaciones se establece los valores para los caudales picos registrados por cada uno de los hidrogramas simulados a través de este método.

Tabla 29. Caudales pico (m^3/s) registrados por los hidrogramas simulados por el método H.U Snyder para cada uno de las combinaciones establecidas

Combinación	Caudal Pico m^3/s	Fecha Registro	Hora HH:MM
$C_p: 0.4; C_t: 1.8$	658.80	31/03/2014	00:00
$C_p: 0.4; C_t: 1.9$	662.80	31/03/2014	00:00
$C_p: 0.4; C_t: 2.2$	604.90	31/03/2014	02:00
$C_p: 0.5; C_t: 1.8$	794.00	31/03/2014	02:00
$C_p: 0.5; C_t: 1.9$	769.80	31/03/2014	02:00
$C_p: 0.5; C_t: 2.2$	708.80	31/03/2014	01:00
$C_p: 0.8; C_t: 1.8$	1342.70	30/03/2014	19:00
$C_p: 0.8; C_t: 1.9$	776.80	31/03/2014	01:00
$C_p: 0.8; C_t: 2.2$	1165.90	30/03/2014	20:00

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Se observa que los valores de caudal pico obtenidos con los hidrogramas simulados bajo un coeficiente $C_p=0.4$ van de $604.9 m^3/s$ ($C_p=2.2$) a $658.8 m^3/s$ ($C_p=1.8$), la diferencia entre estos caudales es $53.9 m^3/s$, representando el 9% entre valores extremos considerados para C_t .

Los valores de caudal pico obtenidos con los hidrogramas simulados bajo un coeficiente $C_p=0.5$ van de $708.8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($C_p=2.2$) a $794.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ($C_p=1.8$), la diferencia entre estos caudales es $85.2 \text{ m}^3/\text{s}$, representando el 10.7% de diferencia entre valores extremos considerados para C_t .

Los valores de caudal pico obtenidos con los hidrogramas simulados bajo un coeficiente $C_p=0.8$ van de $776.8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($C_p=1.9$) a $1342.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ($C_p=1.8$), la diferencia entre estos caudales es $565.9 \text{ m}^3/\text{s}$, representando el 42.14% de diferencia entre valores extremos considerados para C_t .

Estos resultados indican que mientras aumenta el valor del coeficiente C_p , la diferencia de los caudales pico de los hidrogramas generados por los tres valores del coeficiente C_t (1.8; 1.9 y 2.2) aumenta.

Tabla 30. Valores de caudal pico del hidrograma simulado por el método H.U Snyder para 9 combinaciones en función de los coeficientes C_p y C_t

Medida	Observado	$C_p:0.4$ $C_t:1.8$	$C_p:0.4$ $C_t:1.9$	$C_p:0.4$ $C_t:2.2$	$C_p:0.5$ $C_t:1.8$	$C_p:0.5$ $C_t:1.9$	$C_p:0.5$ $C_t:2.2$	$C_p:0.8$ $C_t:1.8$	$C_p:0.8$ $C_t:1.9$	$C_p:0.8$ $C_t:2.2$
Caudal Pico (m^3/s)	725.53	658.8	662.8	604.9	794.0	769.8	708.8	1342	776.8	1165
Tiempo al pico (h)	15:00	00:00	00:00	02:00	00:00	00:00	01:00	19:00*	00:00	20:00
Diferencia Caudal (m^3/s)	-	-66.7	62.7	-120.6	68.5	44.3	-16.7	617.1	51.3	440.3
Diferencia tiempo (h)	-	9	9	11	9	9	8	4	9	5

* Tiempo registrado el 30/03/2014

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los resultados de las simulaciones realizadas por este método señalan que las combinaciones $C_p: 0.4$; $C_t: 1.9$ y $C_p: 0.5$; $C_t: 1.9$ generan hidrogramas más aproximados al hidrograma observado.

Los valores de caudal pico son $662.80 \text{ m}^3/\text{s}$ y $769.80 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente; existe un desfase de retraso del registro del caudal pico de los hidrogramas simulados con respecto al hidrograma observado de 9 horas para las dos combinaciones.

El caudal pico del hidrograma observado sobrestima al caudal pico del hidrograma simulado por la combinación $C_p: 0.4$; $C_t: 1.9$ en $62.7 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que representa el 8.6% de diferencia; mientras que el caudal pico del hidrograma simulado por la combinación $C_p: 0.5$; $C_t: 1.9$ sobrestima al caudal pico del hidrograma observado en $44.3 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que representa el 5.7% de diferencia.

Simulación bajo parámetros del método de H.U Clark

Este hidrograma considera el tiempo de concentración (T_c), y el coeficiente de almacenamiento (R) igual al 75% del T_c . Para el análisis de este hidrograma se considera la simulación a través de 3 métodos de cálculo del T_c .

Se determina el tiempo de concentración (T_c) y coeficiente de almacenamiento (R) por tres distintos métodos, obteniéndose los siguientes resultados:

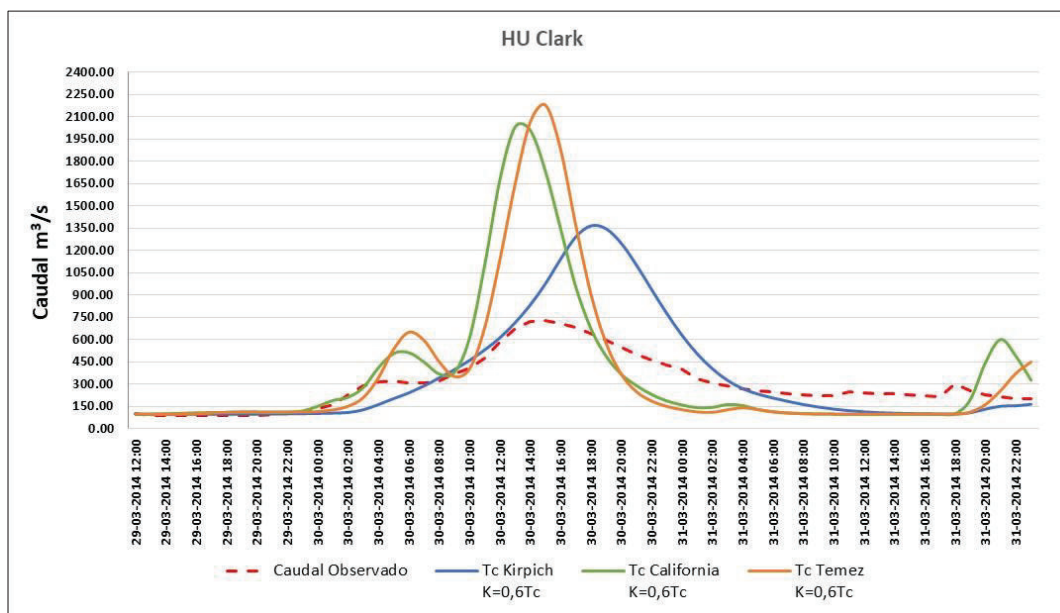
Tabla 31. Tiempo de concentración (T_c) y coeficiente de almacenamiento (R), calculados por tres métodos.

Subcuenca	Tc Kirpich	Tc California	Tc Temez	R Kirpich	R California	R Temez
W350	0.95	0.93	0.76	0.71	0.70	0.57
W370	1.98	1.95	1.19	1.49	1.46	0.90
W430	1.43	1.40	1.30	1.07	1.05	0.98
W500	2.09	2.05	2.60	1.57	1.54	1.95
W510	3.06	3.01	2.93	2.30	2.26	2.20
W520	4.42	4.33	2.17	3.31	3.25	1.63
W600	5.37	5.27	2.71	4.02	3.95	2.03
W640	2.34	2.29	2.80	1.75	1.72	2.10
W690	1.91	1.87	1.85	1.43	1.41	1.39

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En base a los valores calculados para el tiempo de concentración según tres métodos, los resultados de las simulaciones son los siguientes:

Gráfico 4. H.U de Clark simulado para tres distintos métodos de cálculo del T_c



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los valores del caudal pico registrado para cada uno de los hidrogramas simulados, utilizando tres métodos de cálculo para el tiempo de concentración (T_c) son los siguientes:

Tabla 32. Resultados de las simulaciones utilizando el H.U de Clark para tres métodos de cálculo del tiempo de concentración (T_c)

Método	Caudal Pico m^3/s	Fecha Registro	Hora HH:MM
Kirpich	1366.30	30/03/2014	18:00
California	2031.60	30/03/2014	13:00
Temez	2179.60	30/03/2014	15:00

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El análisis de las simulaciones utilizando tres métodos de determinación del tiempo de concentración (T_c), es el siguiente: el hidrograma simulado bajo el método de Temez registro el caudal pico más alto ($2179.6 m^3/s$) en relación al hidrograma en el que se utilizó el método de Kirpich ($1366.3 m^3/s$), este valor es 37.3% más alto, y en relación al hidrograma simulado bajo el método de California ($2031.6 m^3/s$), el valor es 6.7% más alto.

El valor del caudal pico del hidrograma simulado bajo el método de Kirpich sobrestima en un 47% al hidrograma observado ($725.53 m^3/s$); mientras que los hidrogramas simulados bajo los métodos de y Temez es 64.3% y 66.7% respectivamente.

Existe un desfase de 3 horas de retraso en el registro del caudal pico del hidrograma simulado utilizando Kirpich frente al registro del caudal pico del hidrograma observado, utilizando el método de California existe un desfase de adelanto de 2 horas; mientras que el hidrograma simulado bajo el método de Temez no existe desfase.

Considerando estos resultados se concluye que, el hidrograma simulado que más se aproxima al observado es el que se genera utilizando el método de Kirpich para determinar el tiempo de concentración (T_c).

Simulación bajo parámetros del método de H.U SCS

El H.U SCS considera al tiempo de retardo (T_{lag}) como un parámetro fundamental para su construcción. Las simulaciones iniciales para este método se realizan bajo dos métodos de cálculo del T_{lag} .

A continuación se presenta los resultados para la simulación por el método de hidrograma unitario SCS.

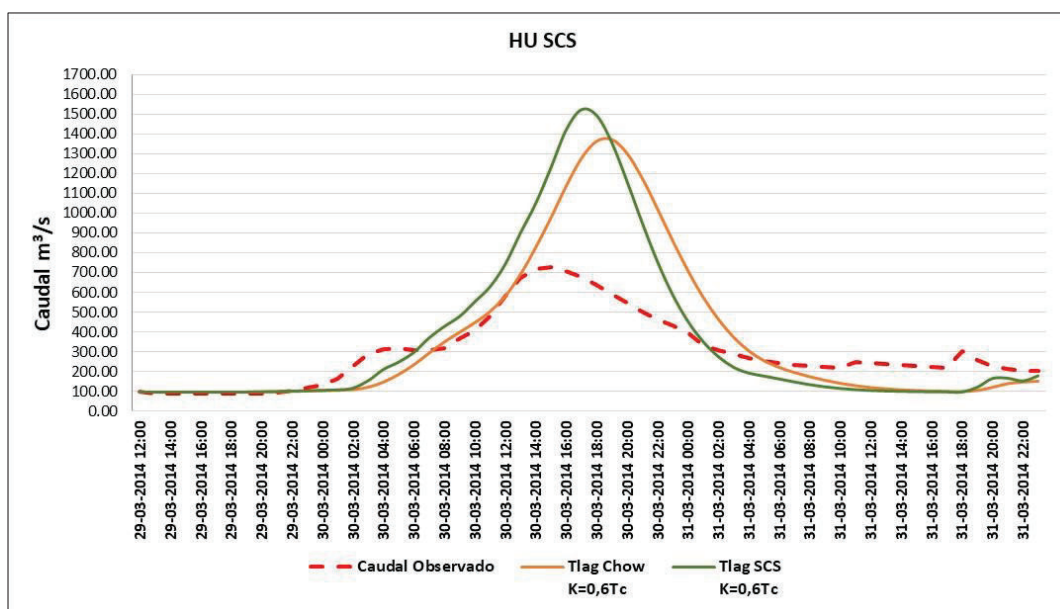
Tabla 33. Valores del tiempo de retardo (T_{lag}) por dos métodos, en el H.U SCS

Subcuencas	T_{lag} Chow minutos	T_{lag} SCS minutos
W350	81.66	57.06
W370	155.55	119.07
W430	165.88	85.59
W500	447.70	125.42
W510	195.34	183.86
W520	209.53	264.91
W600	238.71	321.91
W640	193.73	140.24
W690	157.47	114.56

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

En base a los valores calculados para el tiempo de retardo (T_{lag}) según dos métodos, los resultados de las simulaciones son los siguientes:

Gráfico 5. H.U de SCS simulado para dos métodos de determinación del T_{lag}



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los valores del caudal pico registrado para cada uno de los hidrogramas simulados, utilizando dos métodos de cálculo para el tiempo de retardo (T_{lag}) se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 34. Resultados de los hidrogramas simulados por el método de H.U SCS, considerando dos ecuaciones para el cálculo del tiempo de retardo T_{lag}

Método	Caudal Pico m^3/s	Fecha Registro	Hora HH:MM
T_{lag} Chow	1372.20	30/03/2014	19:00
T_{lag} SCS	1522.50	30/03/2014	17:00

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El caudal pico del hidrograma simulado bajo la ecuación de Chow difiere en 9.8% al valor del caudal pico del hidrograma simulado bajo la ecuación SCS para la determinación del T_{lag} .

El caudal pico del hidrograma simulado bajo la ecuación de Chow sobrestima 47% al caudal pico del hidrograma observado; mientras que el hidrograma simulado bajo la ecuación SCS sobrestima 52% al caudal pico del hidrograma observado.

El desfase en el registro de caudales pico entre los hidrogramas simulado y observado es de 4 y 2 horas para los hidrogramas bajo las ecuaciones de Chow y T_{lag} SCS respectivamente.

Se puede concluir que el hidrograma simulado bajo la ecuación de SCS para el cálculo del T_{lag} es el que tiene una mejor aproximación al hidrograma observado.

Ajuste de valores de los parámetros de Muskingum

Luego de realizadas las simulaciones para cada uno de los métodos de transformación, utilizando el método de Muskingum para el tránsito de caudales, cuyos valores para los parámetros K y X son $0.6 \cdot T_c$ y 0.2 respectivamente, se procede a realizar ajustes al método, a fin de obtener mejores resultados en las simulaciones.

Para definir los valores del coeficiente K, se parte de un valor recomendado por (Feldman, 2000), en su manual técnico de HEC-HMS, este valor es igual a la multiplicación de 0.6 por el valor del tiempo de concentración (T_c) obtenido previamente.

Dado que el coeficiente de proporcionalidad (K) regula el tránsito de la crecida, es importante señalar que al utilizar el valor propuesto por (Feldman, 2000) los caudales picos de los hidrogramas simulados tienden a presentar desfases de retraso entre 2 a 9 horas con respecto al tiempo de registro del caudal pico del hidrograma observado.

Por tal motivo y luego de varias simulaciones se reduce el valor del coeficiente K a $0.05 \cdot T_c$, con lo cual se obtienen los nuevos resultados para cada método de transformación descrito en este estudio.

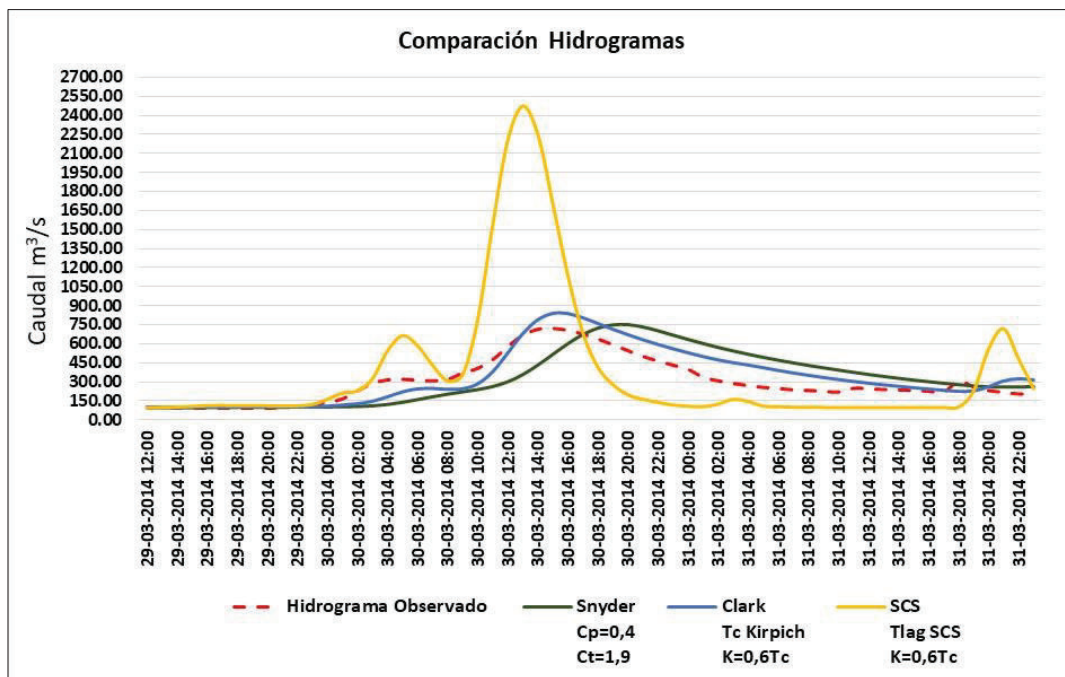
Comparación de hidrogramas para los tres métodos de transformación

La comparación de los tres métodos de transformación descritos en el presente trabajo, se la realiza seleccionando los hidrogramas simulados para cada método que más se aproximaron al hidrograma observado, los hidrogramas seleccionados fueron los establecidos bajo los siguientes parámetros:

- H.U Snyder: C_p : 0.4; C_t : 1.9
- H.U Clark: T_c método de Kirpich; $R=0.75 \cdot T_c$
- H.U SCS: T_{lag} método SCS

Cabe indicar que en los tres hidrogramas simulados se asignó el valor de $0.05 \cdot T_c$ para la variable K del método de Muskingum.

Gráfico 6. Simulación de los tres hidrogramas generados por los métodos de transformación seleccionados



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La gráfica señala que el hidrograma simulado por el método SCS registra el valor más alto para el caudal pico ($2473.7 \text{ m}^3/\text{s}$), seguido por el hidrograma de Clark ($838.8 \text{ m}^3/\text{s}$), y al final el hidrograma simulado por el método de Snyder ($750.4 \text{ m}^3/\text{s}$). El hidrograma simulado por el método SCS sobrestima en 70,7% al caudal pico del hidrograma observado, mientras que el caudal pico del hidrograma simulado por el método de Clark sobrestima en 15,6%, finalmente el hidrograma simulado por el método de Snyder sobrestima en 3.3%.

El hidrograma simulado por el método de Snyder presenta un desfase de retraso en el registro del caudal pico de 5 horas con respecto al registro del caudal pico del hidrograma observado, el hidrograma simulado por el método SCS presenta un adelanto en el registro del caudal pico de 2 horas, y el registro del caudal pico del hidrograma simulado por Clark no presenta desfases.

Analizando estos resultados, para la calibración del modelo se selecciona el método de transformación del hidrograma unitario de Clark, el cual no presenta desfases en el tiempo de registro del caudal pico con el hidrograma observado, el porcentaje de sobrestimación es de 15.6% el cual puede ser corregido en el proceso de calibración, a través del ajuste del coeficiente de almacenamiento R.

5.1.3. Calibración

Luego de establecer a través de un análisis que el hidrograma simulado por método de Clark para la transformación de lluvia a escorrentía, es el que más se ajusta al hidrograma observado, se procede a la calibración de sus parámetros, enfatizando en el coeficiente de almacenamiento (R).

5.1.3.1 Calibración coeficiente de almacenamiento R

El coeficiente de almacenamiento (R) es un valor de retardo medido en unidades de tiempo que la cuenca impone a la escorrentía superficial (San Román, 2000).

Considerando que los resultados de la simulación del hidrograma asignando al coeficiente de almacenamiento (R) un valor igual a $0.75 \cdot T_c$, presentaron valores de caudal pico relativamente altos con respecto al caudal pico del hidrograma observado, se establece un análisis de sensibilidad utilizando los valores: $2 \cdot T_c$, $4 \cdot T_c$ y $4.5 \cdot T_c$.

Los resultados de las simulaciones se describen en la siguiente tabla:

Tabla 35. Análisis de sensibilidad del coeficiente de almacenamiento (R)

Valores de R	Caudal Pico m ³ /s	Fecha Registro	Hora HH:MM	Volumen MM	Diferencia Volumen MM
R = $2 \cdot T_c$	1395.20	30/03/2014	15:00	34.74	6.05
R = $4 \cdot T_c$	949.04	30/03/2014	15:00	32.73	3.94
R = $4.5 \cdot T_c$	885.10	30/03/2014	15:00	32.17	3.48

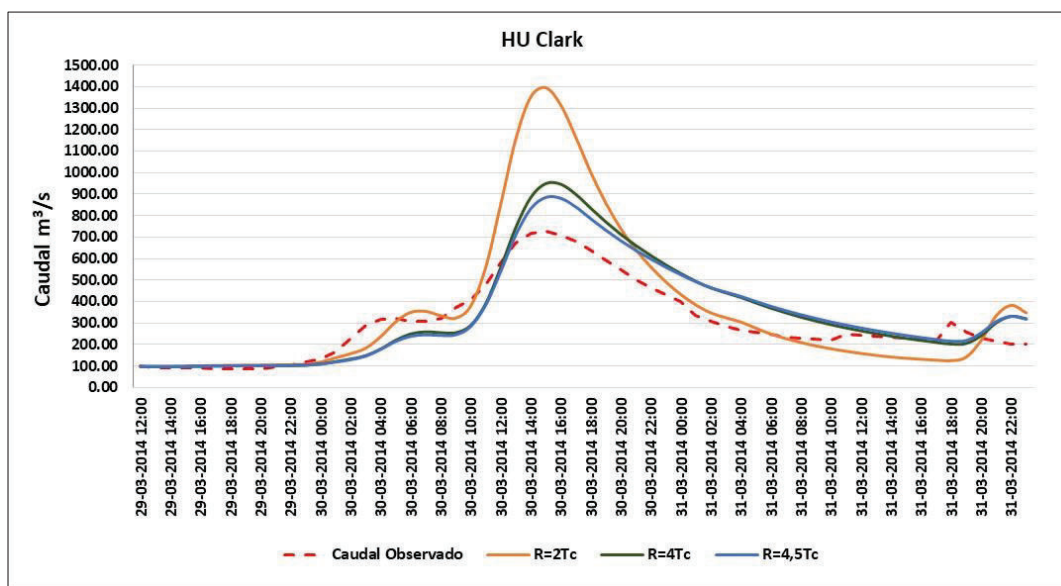
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

La diferencia de resultados entre los valores $2 \cdot T_c$ y $4 \cdot T_c$ es 32%; entre los valores $2 \cdot T_c$ y $4.5 \cdot T_c$ es 36.5%; y entre los valores $4 \cdot T_c$ y $4.5 \cdot T_c$ es 6.73%. El valor del caudal pico del hidrograma simulado aplicando el valor $2 \cdot T_c$, sobrestima en un 43% al hidrograma

observado, aplicando $4 \cdot T_c$ el porcentaje de sobrestimación es de 23.6%; y aplicando un valor de $4.5 \cdot T_c$ el valor del cual pico del hidrograma simulado sobrestima en 18% al caudal pico del hidrograma observado.

Los resultados obtenidos en el hidrograma simulado con el valor de R igual a $4.5 \cdot T_c$ fueron sensibles con relación a los valores $2 \cdot T_c$ y $4 \cdot T_c$ en el ajuste del hidrograma simulado respecto al observado.

Gráfico 7. Resultados del hidrograma de Clark simulado para 3 valores de R.



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Al aplicar el valor $4 \cdot T_c$ al coeficiente R, el caudal pico desciende significativamente, lo que significa que mientras mayor es el tiempo de atenuación, menor es el caudal pico que se genera.

Asignando un valor de $0.05 \cdot T_c$ al parámetro K del método de Muskingum, los caudales picos generados por los hidrogramas simulados no tienen desfase con respecto al caudal pico del hidrograma observado. Por lo tanto se concluye que este valor es el correcto para este parámetro. En base a los resultados obtenidos se recomienda el valor de $4.5 \cdot T_c$ como valor de asignación para el coeficiente de almacenamiento R.

Tabla 36. Análisis estadísticos de los hidrogramas para tres valores del coeficiente R

Valores de R	PBIAS	Interpretación	NSE	Interpretación
$R = 2 \cdot T_c$	-21.07	Satisfactorio	0.69	Bueno
$R = 4 \cdot T_c$	-13.60	Bueno	0.81	Muy bueno
$R = 4.5 \cdot T_c$	-12.28	Bueno	0.82	Muy bueno

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El método estadístico PBIAS para evaluar los hidrogramas simulados bajo tres valores del coeficiente R, señala que para $R = 2 \cdot T_c$ el valor es -21.07 interpretado como satisfactorio, para $R = 4 \cdot T_c$ el valor es -13.60 interpretado como bueno, y para $R = 4.5 \cdot T_c$ el valor -12.28; mientras que analizando por NSE para $R = 2 \cdot T_c$ el valor es 0.69 interpretado como bueno, para $R = 4 \cdot T_c$ el valor es 0.81 interpretado como muy bueno al igual que para $R = 4.5 \cdot T_c$ cuyo valor es 0.82.

Los resultados indican que el desempeño del modelo aplicando estos valores para el coeficiente R, va de satisfactorio a bueno analizado por PBIAS y de bueno a muy bueno interpretado por NSE, considerando estas dos funciones de evaluación se concluye que el valor de R con el que mejor se obtiene un desempeño del modelo es $4.5 \cdot T_c$.

5.1.3.2 Calibración número de curva CN

Una vez establecidos los valores para el coeficiente de almacenamiento R, aún existe una sobrestimación del 18% del valor del caudal pico generado por el hidrograma simulado frente al valor del caudal pico del hidrograma observado. Por lo que es necesario reducir este valor a través de la calibración del parámetro CN.

Los valores de CN son disminuidos en un 5, 7 y 10%, del valor inicial para cada subcuenca, los resultados de la simulación son los siguientes:

Tabla 37. Resultados de los hidrogramas para tres porcentajes de disminución de CN

% de Reducción de CN	Caudal Pico m^3/s	Tiempo al pico HH:MM	Diferencia de caudal m^3/s	Diferencia de tiempo horas	Volumen MM	Diferencia MM
CN -5%	775.70	15:00	50.17	0	28.94	-0.25
CN -7%	738.80	15:00	13.27	0	27.98	0.71
CN -10%	683.70	16:00	-41.83	1	26.37	2.32

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Los valores de caudal pico de los hidrogramas simulados, cuyo CN fue reducido en 5 y 7%, difieren entre sí en $36.9 m^3/s$, equivalente al 1.8%; los valores de caudal pico de los

hidrogramas simulados cuyo CN fue reducido en 5 y 10%, difieren en sí en 92 m³/s, equivalente al 11.8%.

El caudal pico del hidrograma simulado con valores de CN reducidos en 5%, sobrestima al caudal pico del hidrograma observado en 6.5%, esto equivale a 50.17 m³/s, no existe desfase en el tiempo de registro de caudal pico entre estos hidrogramas, la diferencia de volumen entre los hidrogramas simulado y observado es 0.25 MM.

El caudal pico del hidrograma simulado con valores de CN reducidos en 7%, sobrestima al caudal pico del hidrograma observado en 1.8%, esto equivale a 13.27 m³/s, no existe desfase en el tiempo de registro de caudal pico entre estos hidrogramas, la diferencia de volumen entre los hidrogramas simulado y observado es 0.71 MM.

El caudal pico del hidrograma simulado con valores de CN reducidos en 10%, subestima al caudal pico del hidrograma observado en 5.8%, esto equivale a 41.83 m³/s, no existe desfase en el tiempo de registro de caudal pico entre estos hidrogramas, la diferencia de volumen entre los hidrogramas simulado y observado es 2.32 MM.

Una vez analizado estos resultados se concluye que, el mejor resultado se obtiene con un valor de CN disminuido en un 7% en relación al valor calculado, siendo el caudal pico del hidrograma simulado igual a 738.80 m³/s, registrado a las 15:00 del 30 de marzo del 2014.

Los resultados de la evaluación estadística del modelo son los siguientes:

Tabla 38. Resultados del análisis estadístico en la de disminución del valor CN

Simulación	PBIAS	Interpretación	NSE	Interpretación
CN -5%	-1.06	Muy Bueno	0.83	Muy Bueno
CN -7%	2.54	Muy Bueno	0.82	Muy Bueno
CN -10%	8.33	Muy Bueno	0.77	Muy Bueno

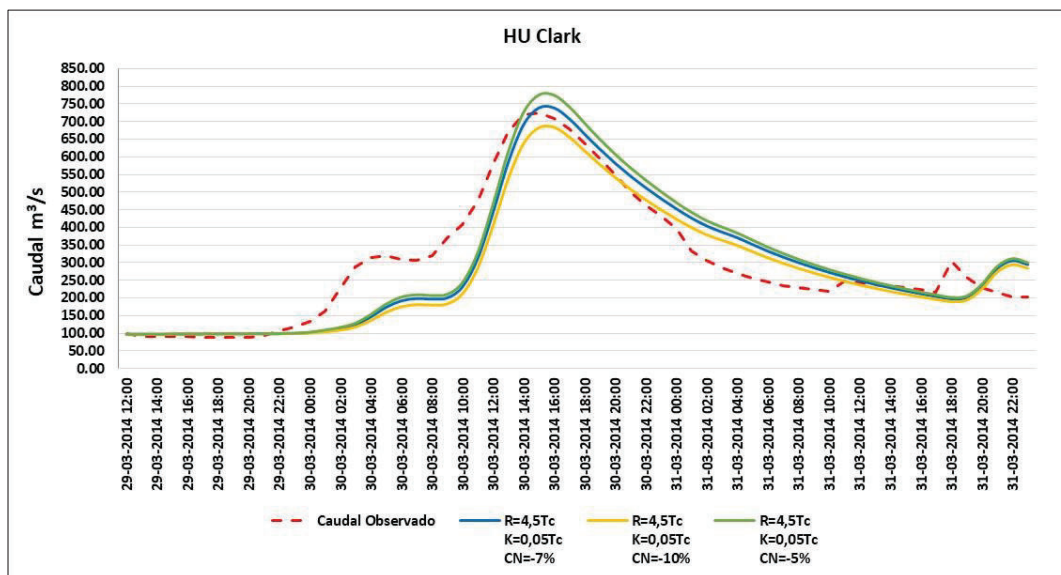
Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Aplicando el método estadístico PBIAS para evaluación de la calibración, se indica que: para el hidrograma cuyos valores de CN son disminuidos en 5% el valor PBIAS es -1.06 interpretado como muy bueno; el hidrograma cuyos valores de CN son disminuidos en 7% el valor PBIAS es 2.54 interpretado como muy bueno; y para el hidrograma cuyos valores de CN son disminuidos en 10% el valor PBIAS es 8.33 interpretado como muy bueno.

Aplicando el método estadístico NSE, para la evaluación de la calibración del modelo, se indica que: el hidrograma con valores de CN reducidos en 5%, el valor NSE es 0.83 interpretado como muy bueno; el hidrograma cuyos valores de CN son disminuidos en 7%

el valor NSE es 0.82 interpretado como muy bueno; y finalmente para el hidrograma cuyos valores de CN son disminuidos en 10% el valor NSE es 0.77 interpretado como muy bueno.

Gráfico 8. H. U Clark generados para tres valores del coeficiente CN comparados con el hidrograma observado en la estación H0472-Puerto Inca



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El hidrograma simulado que mejor reproduce el evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014 en Puerto Inca el que utiliza en su construcción los métodos de SCS Número de Curva para determinar perdidas por infiltración, Hidrograma unitario de Clark para la transformación de lluvia a escorrentía y el método de Muskingum para la determinación del tránsito de caudales.

Los valores óptimos de los parámetros calibrados a través de los métodos citados en el párrafo anterior son los siguientes:

Tabla 39. Parámetros óptimos de calibración del modelo hidrológico

Subcuenca	CN -7%	la	% Imp.	Tc Kirpich horas	R horas 4,5Tc	Tramo	K 0,05Tc horas	X
W350	67	25.07	0.07	0.95	4.28	R30	0.03	0.2
W370	75	16.64	0.02	1.98	8.93	R20	0.08	0.2
W430	63	29.53	0.02	1.43	6.42	R70	0.10	0.2
W500	59	35.90	0.16	2.09	9.41	R80	0.11	0.2
W510	69	23.02	0.02	3.06	13.79	R90	0.19	0.2
W520	71	21.07	0.02	4.42	19.87	R140	0.12	0.2
W600	66	26.13	0.60	5.37	24.14	R160	0.23	0.2
W640	66	26.13	0.41	2.34	10.52	R190	0.07	0.2
W690	65	27.23	2.22	1.91	8.59	R300	0.15	0.2

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

5.1.4. Validación

Luego de calibrado el modelo, para su validación este debe ser reproducido en eventos de crecida previamente identificados a través del establecimiento de umbrales de aviso y alerta.

Los eventos de crecida identificados corresponden a las siguientes fechas:

- Evento 1: 09 de febrero del 2015
- Evento 2: 24 de febrero del 2015
- Evento 3: 20 de marzo del 2015
- Evento 4: 29 de marzo del 2015

Los resultados de la validación del modelo en los eventos de crecida son los siguientes:

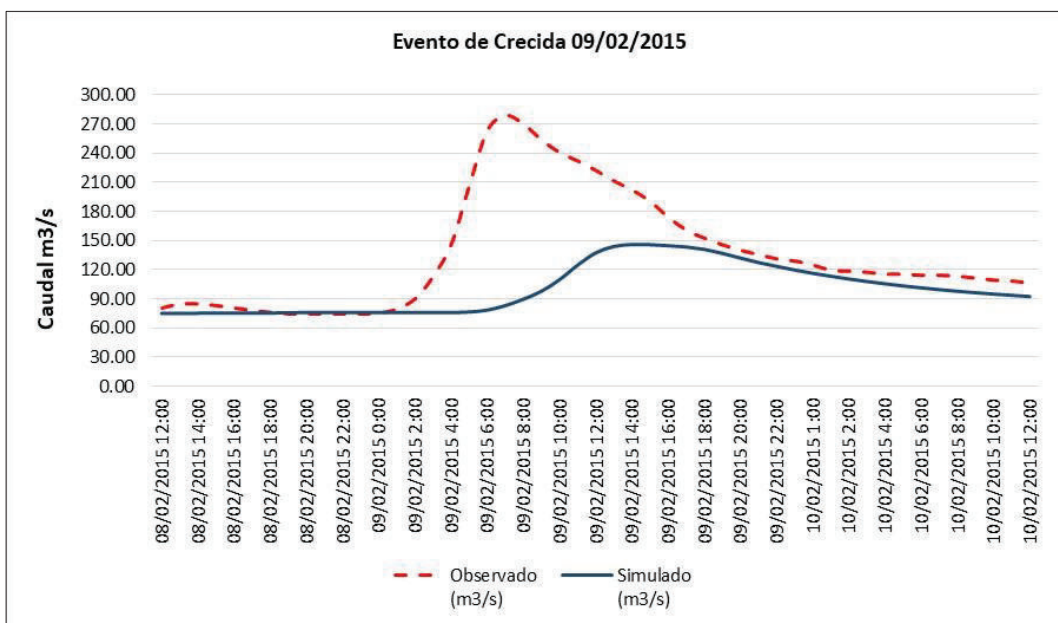
Evento1: 09/02/2015

Tabla 40. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 09/02/2015

Resultados	Simulado	Observado	Diferencia Caudal (m ³ /s)	Diferencia Caudal (%)	Diferencia tiempo (h)
Caudal Pico (m ³ /s)	278.81	146.00	-	-	-
Tiempo al pico (h)	07:00	14:00	-	-	-
Diferencias	-	-	132.81	47.6	7

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 9. Resultados de la simulación para el evento registrado el 09/02/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El evento de crecida ocurrido el 09/02/2015, genera un hidrograma con un caudal pico igual 278.81 m³/s registrado a las 07:00, mientras que el hidrograma simulado presenta un valor de caudal pico igual a 146.00 m³/s registrado a las 14:00. Estos resultados señalan que el hidrograma observado subestima al simulado en 47.6%, equivalente a 135.81 m³/s, el hidrograma simulado tiene un desfase de registro del caudal pico de 7 horas de retraso frente al registro del caudal pico del hidrograma observado.

Por lo tanto gráficamente la diferencia entre los hidrogramas es alta, tanto en caudal pico y tiempo de desfase.

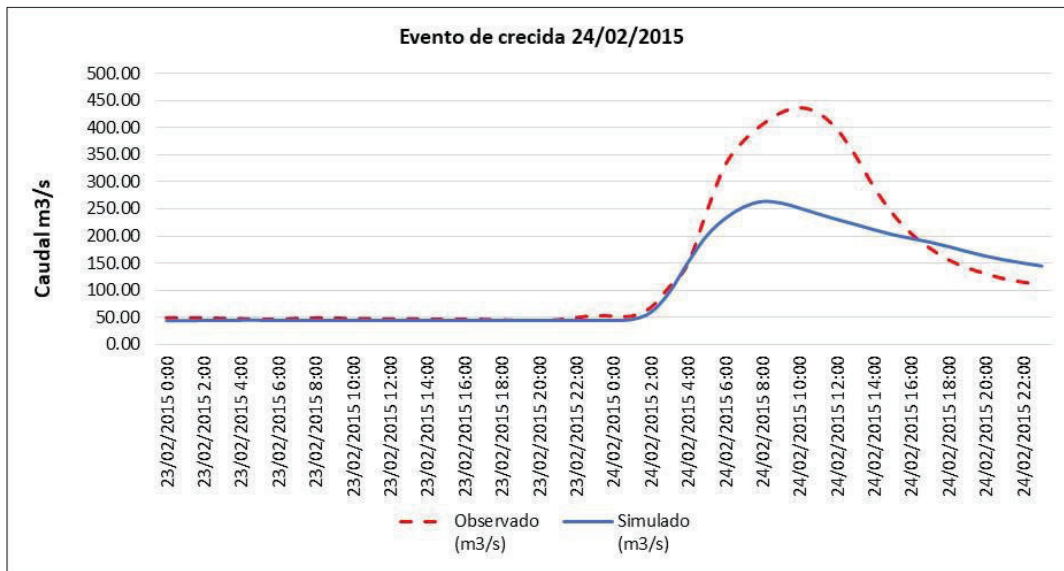
Evento 2: 24/02/2015

Tabla 41. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 24/02/2015

Resultados	Simulado	Observado	Diferencia Caudal (m ³ /s)	Diferencia Caudal (%)	Diferencia tiempo (h)
Caudal Pico (m ³ /s)	436.92	263.80	-	-	-
Tiempo al pico (h)	10:00	08:00	-	-	-
Diferencias	-	-	173.12	65.6	-2

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 10. Resultados de la simulación para el evento registrado el 24/02/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El evento de crecida ocurrido el 24/02/2015, genera un hidrograma con un caudal pico igual 436.92 m³/s registrado a las 10:00, mientras que el hidrograma simulado presenta un valor de caudal pico igual a 263.80 m³/s registrado a las 08:00. Estos resultados señala que el hidrograma observado sobrestima al hidrograma simulado en 39.6%, equivalente a 173.12 m³/s, el hidrograma simulado tiene un desfase de registro del caudal pico iguala 2 horas de adelanto frente al registrado por el hidrograma simulado.

Gráficamente existe un alto porcentaje de diferencia en el caudal pico generado por los dos hidrogramas, y su tiempo de registro del caudal pico es diferente.

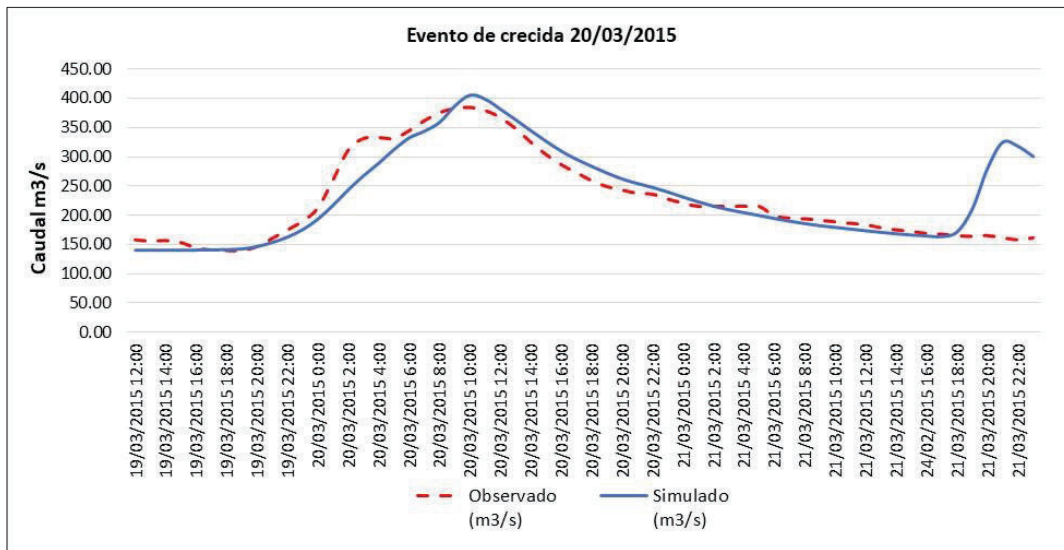
Evento 3: 20/03/2015

Tabla 42. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 20/03/2015

Resultados	Simulado	Observado	Diferencia Caudal (m ³ /s)	Diferencia Caudal (%)	Diferencia tiempo (h)
Caudal Pico (m ³ /s)	405.4	384.13	-	-	-
Tiempo al pico (h)	10:00	10:00	-	-	-
Diferencias	-	-	21.27	5.2	0

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 11. Resultados de la simulación para el evento registrado el 20/03/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El evento de crecida ocurrido el 20/03/2015, genera un hidrograma con un caudal pico igual $384.13 \text{ m}^3/\text{s}$ registrado a las 10:00, mientras que el hidrograma simulado presenta un valor de caudal pico igual a $405.4 \text{ m}^3/\text{s}$ registrado a las 10:00, por lo tanto no existe desfase entre el registro de los caudales pico de los hidrogramas simulado frente al observado.

El hidrograma simulado sobrestima al observado en 5.2%, equivalente a $21.3 \text{ m}^3/\text{s}$, estos resultados indican que la diferencia de caudales pico entre el hidrograma simulado y observado es mínima, además no existe desfase en el tiempo de registro del caudal pico entre estos dos hidrogramas.

Gráficamente podemos concluir que la reproducción del modelo calibrado en este evento de crecida si establece una predicción hidrológica.

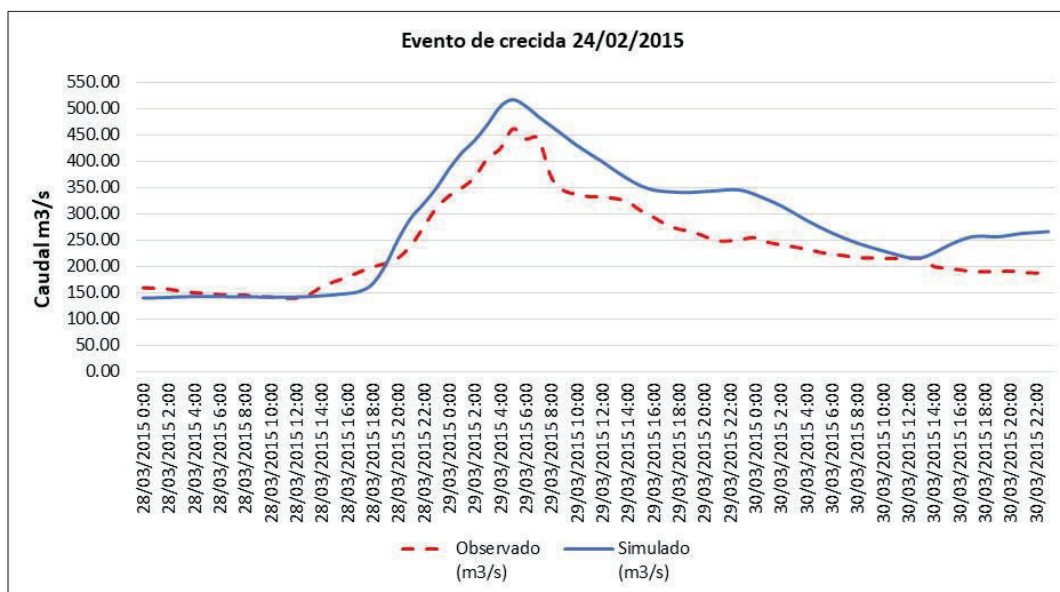
Evento 4: 29/03/2015

Tabla 43. Resultados para el evento de crecida ocurrido el 20/03/2015

Resultados	Simulado	Observado	Diferencia Caudal (m^3/s)	Diferencia Caudal (%)	Diferencia tiempo (h)
Caudal Pico (m^3/s)	516.8	461.59	-	-	-
Tiempo al pico (h)	5:00	5:00	-	-	-
Diferencias	-	-	55.10	10.7	0

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Gráfico 12. Resultados de la simulación para el evento registrado el 29/03/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2016

El evento de crecida ocurrido el 29/03/2015, genera un hidrograma con un caudal pico igual $461.59 \text{ m}^3/\text{s}$ registrado a las 05:00, mientras que el hidrograma simulado presenta un valor de caudal pico igual a $516.8 \text{ m}^3/\text{s}$ registrado a las 05:00. Por lo tanto no existe desfase en el registro de los caudales pico de los hidrogramas simulado y observado.

El caudal pico del hidrograma simulado sobrestima en 10.2%, equivalente a $55.28 \text{ m}^3/\text{s}$, estos resultados indican que la diferencia de caudales pico entre el hidrograma simulado y observado es mínima, además no existe desfase en el tiempo de registro del caudal pico entre estos dos hidrogramas.

Gráficamente podemos concluir que la reproducción del modelo calibrado en este evento de crecida si establece una predicción hidrológica.

Se evalúa estadísticamente los resultados de la validación del modelo calibrado en los eventos de crecida identificados, los resultados de la evaluación estadística son los siguientes:

Tabla 44. Resultados de la evaluación estadística de la validación del modelo

Evento	PBIAS	Interpretación	NSE	Interpretación
09/02/2015	36.73	Insatisfactorio	-0.66	Insatisfactorio
24/02/2015	18.93	Satisfactorio	0.43	Insatisfactorio
20/03/2015	-2.79	Muy Bueno	0.71	Bueno
29/03/2015	-16.10	Bueno	0.78	Muy Bueno

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

El desempeño del modelo simulado para el evento de crecida ocurrido el 09/02/2015, presenta para el análisis PBIAS un valor de 36.73, interpretado como Insatisfactorio; mientras que para NSE el valor es -0.66, interpretado como Insatisfactorio.

El desempeño del modelo simulado para el evento de crecida ocurrido el 24/02/2015, presenta para el análisis PBIAS un valor de 18.93, interpretado como Satisfactorio; mientras que para NSE el valor es 0.43, interpretado como Insatisfactorio.

El desempeño del modelo simulado para el evento de crecida ocurrido el 20/03/2015, presenta para el análisis PBIAS un valor de -2.79, interpretado como Muy Bueno; mientras que para NSE el valor es 0.71, interpretado como Bueno.

Finalmente el desempeño del modelo simulado para el evento de crecida ocurrido el 29/03/2015, presenta para el análisis PBIAS un valor de -16.10, interpretado como Bueno; mientras que para NSE el valor es 0.78, interpretado como Muy Bueno.

5.2. Modelación Hidrodinámica

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de la modelación hidrodinámica de un evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014 en el poblado de Puerto Inca, cuyo nivel máximo registrado por la estación H0472 es 5.83 m, verificado en la cota 18.5 msnm.

5.2.1. Simulación

En la simulación del evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, se establecen las siguientes condiciones:

Geometría

- Longitud del tramo: 0.97 Km
- Número de secciones transversales: 16
- Longitud de las secciones transversales: 150 m
- Distancia entre las secciones transversales: 50 m
- Sección transversal agua abajo: 50
- Sección transversal aguas arriba: 1214

Condiciones de frontera

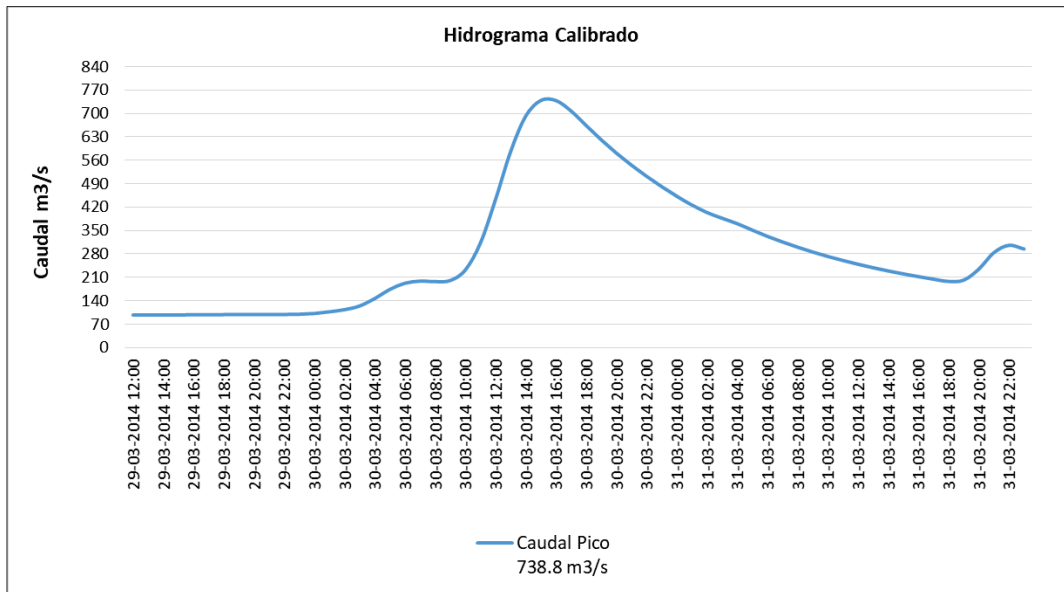
- Flujo: no permanente (hidrograma simulado)
- Caudal máximo: 738 m³/s
- Pendiente del tramo: 0.0025 m/m

Tabla 45. Valores para los coeficientes de Manning para el lecho del río

SECCIÓN	Margen izquierdo	Cauce	Margen Derecho	Observación
1214	0.250	0.032	0.250	Aguas Arriba
1150	0.250	0.032	0.250	
1110	0.250	0.032	0.250	
1050	0.250	0.032	0.250	
1000	0.250	0.032	0.250	
900	0.250	0.032	0.250	
800	0.250	0.032	0.250	Puente Puerto Inca
750	0.250	0.032	0.250	
650	0.250	0.032	0.250	Estación H0472
550	0.250	0.032	0.250	
500	0.250	0.032	0.250	
300	0.250	0.032	0.250	
250	0.250	0.032	0.250	
200	0.250	0.032	0.250	
150	0.250	0.032	0.250	
50	0.250	0.032	0.250	Aguas Abajo

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

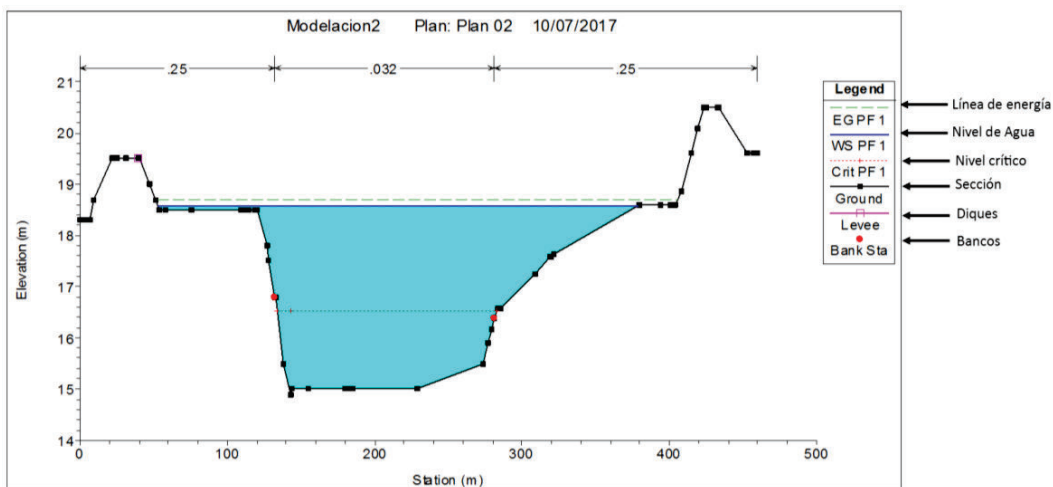
Gráfico 13. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica



Elaborado por: Arteaga. M, 2017

Una vez ingresado los datos de entrada solicitados en el modelo, se procede a la simulación, los resultados son los siguientes:

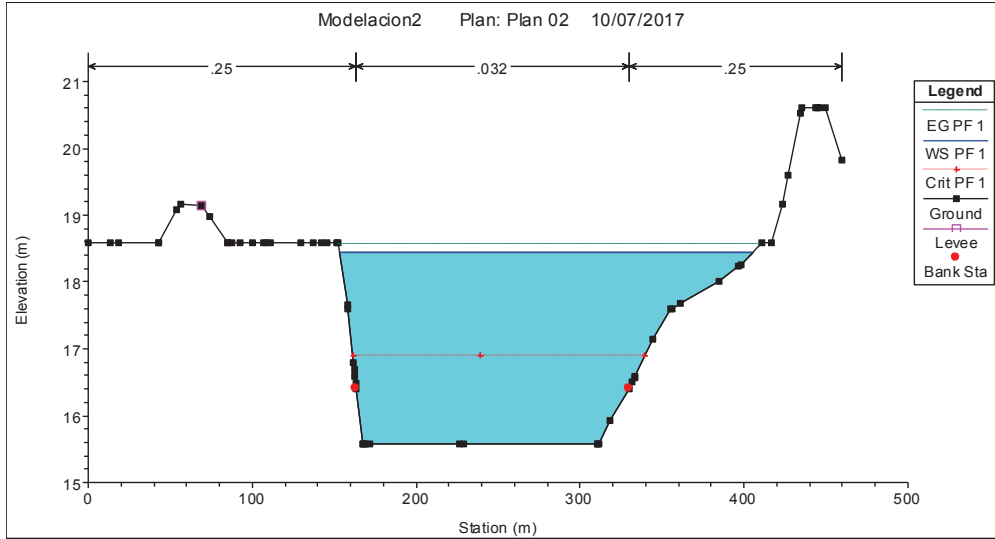
Se establece el código de identificación de la sección, la cota hasta donde llega el máximo nivel de agua y la observación donde se hace referencia a si existe o no desbordamiento del río.



Sección: 1214

Cota: 18.6 msnm

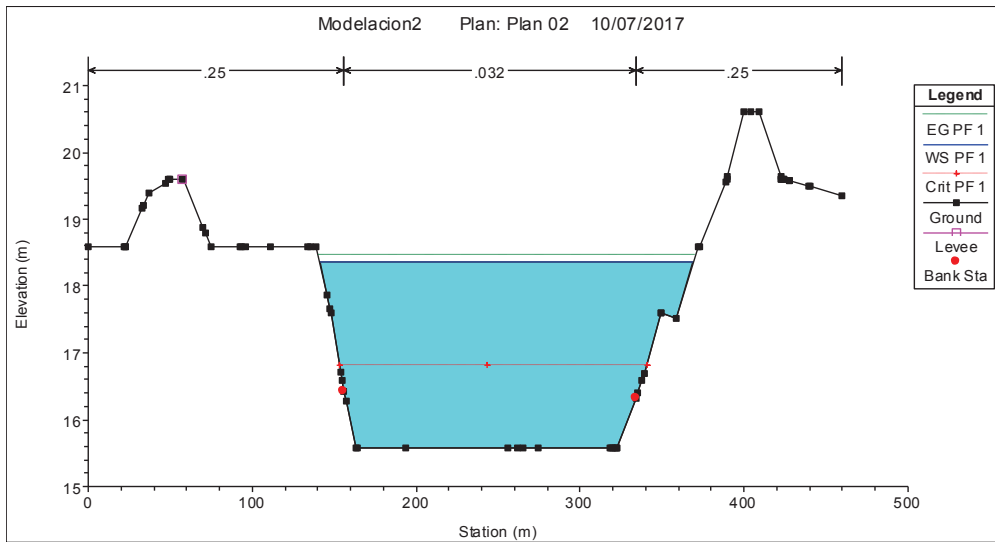
Observación: No existe desborde



Sección: 1150

Cota: 18.4 msnm

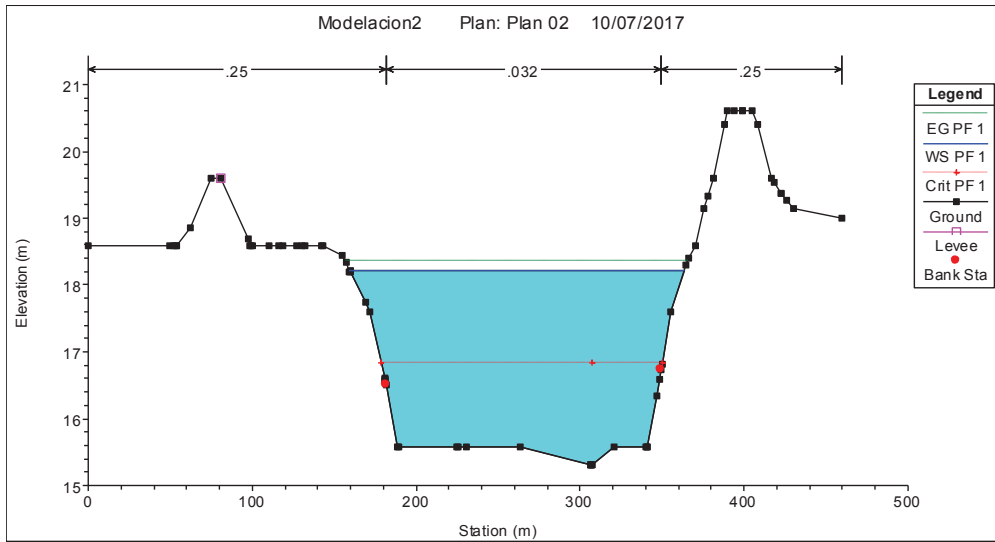
Observación: No existe desborde



Sección: 1100

Cota: 18.5 msnm

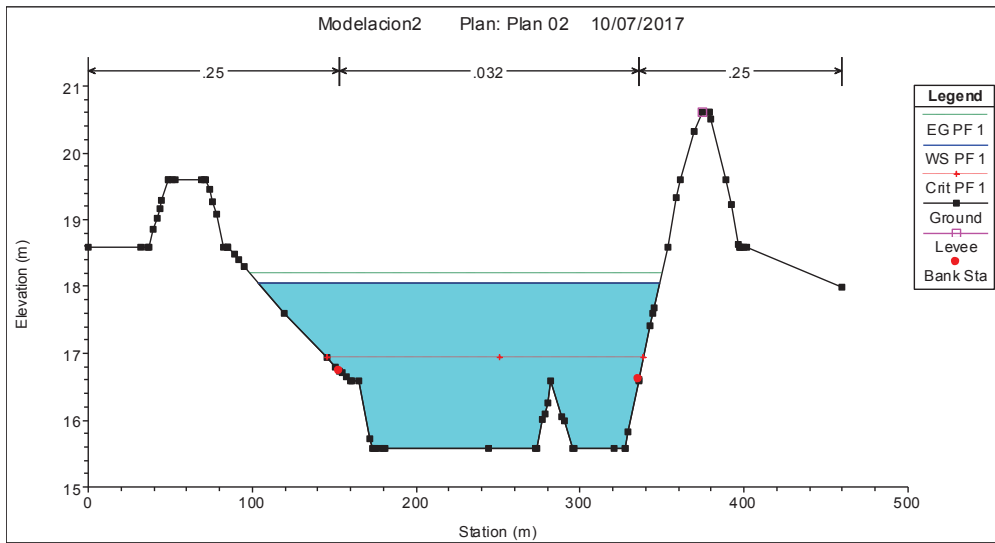
Observación: No existe desborde



Sección: 1050

Cota: 18.6 msnm

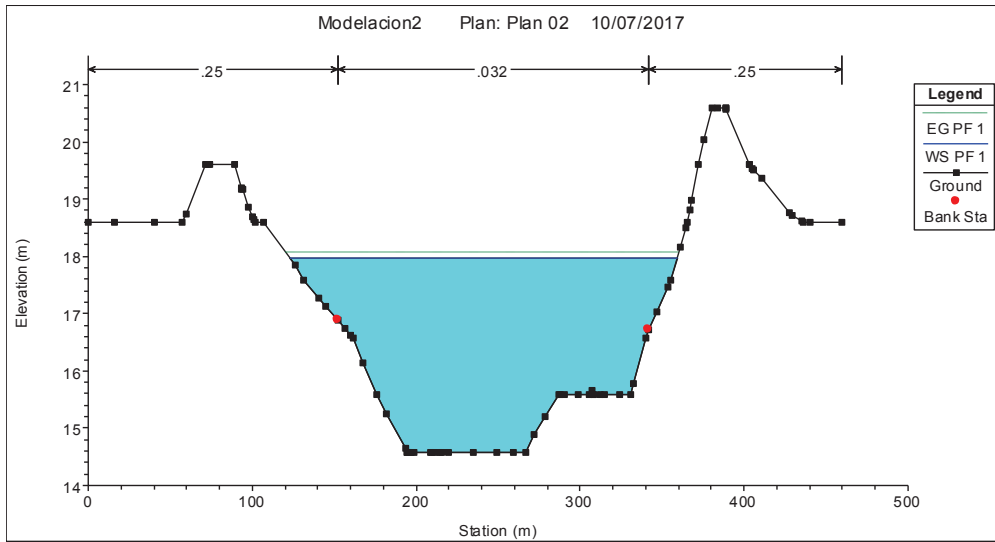
Observación: No existe desborde



Sección: 1000

Cota: 18.2 msnm

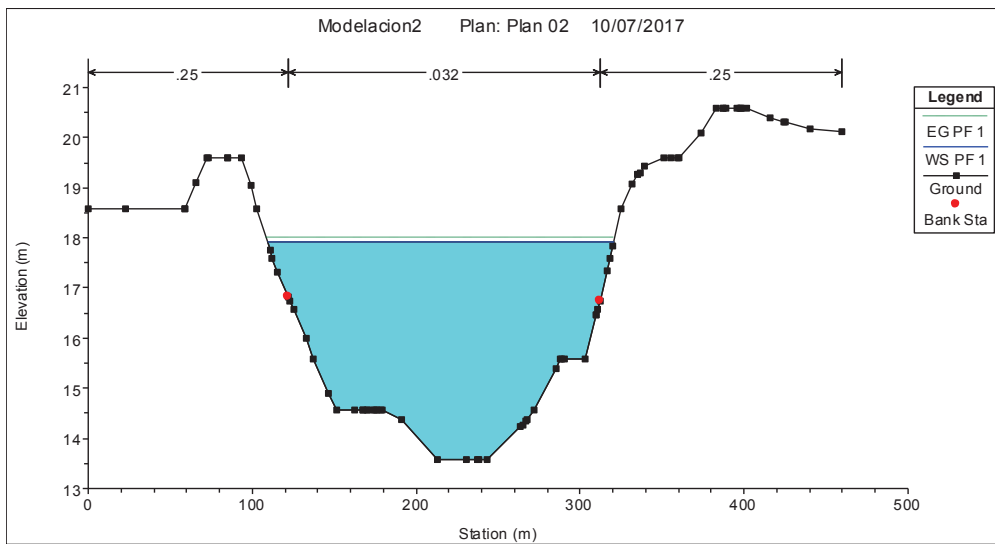
Observación: No existe desborde



Sección: 950

Cota: 18.0 msnm

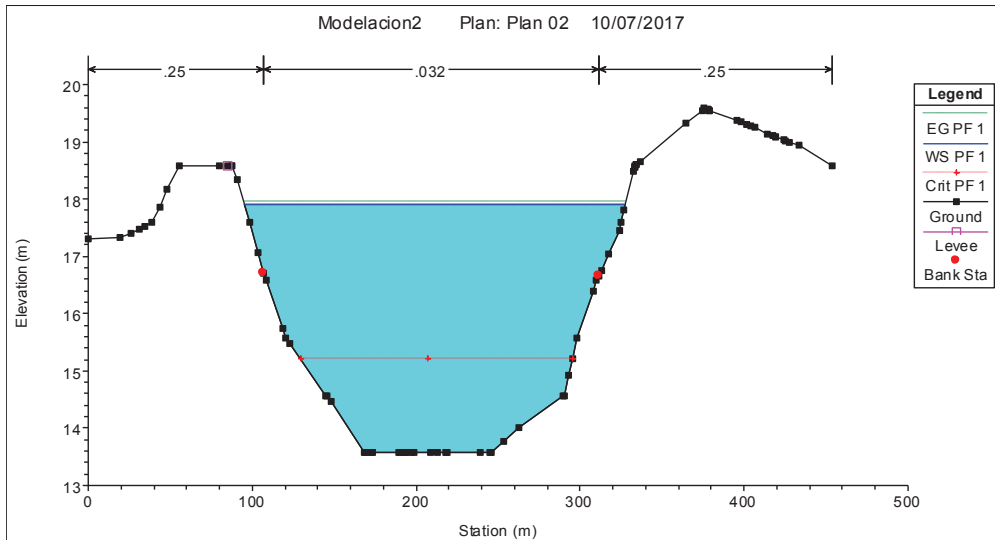
Observación: No existe desborde



Sección: 900

Cota: 17.9 msnm

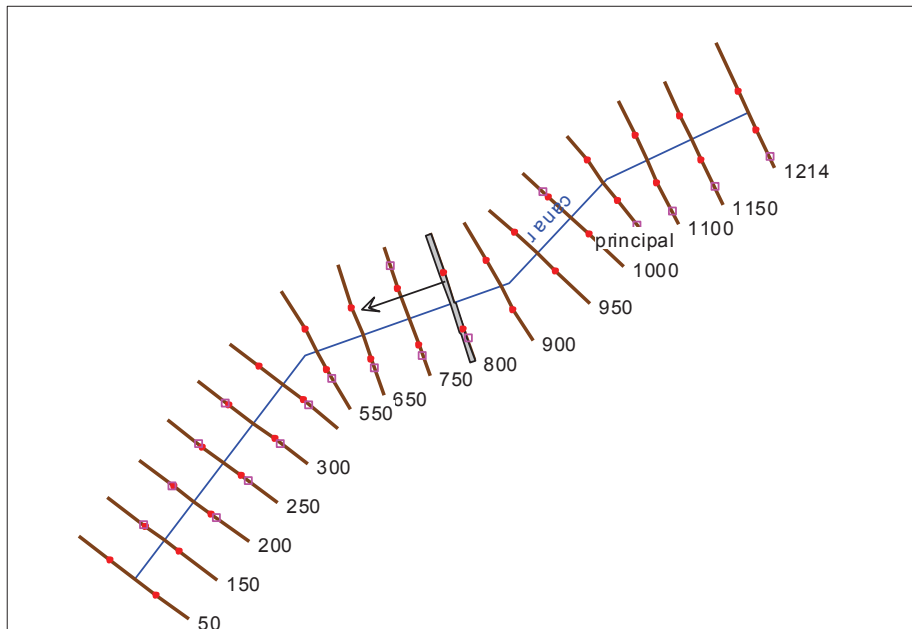
Observación: No existe desborde



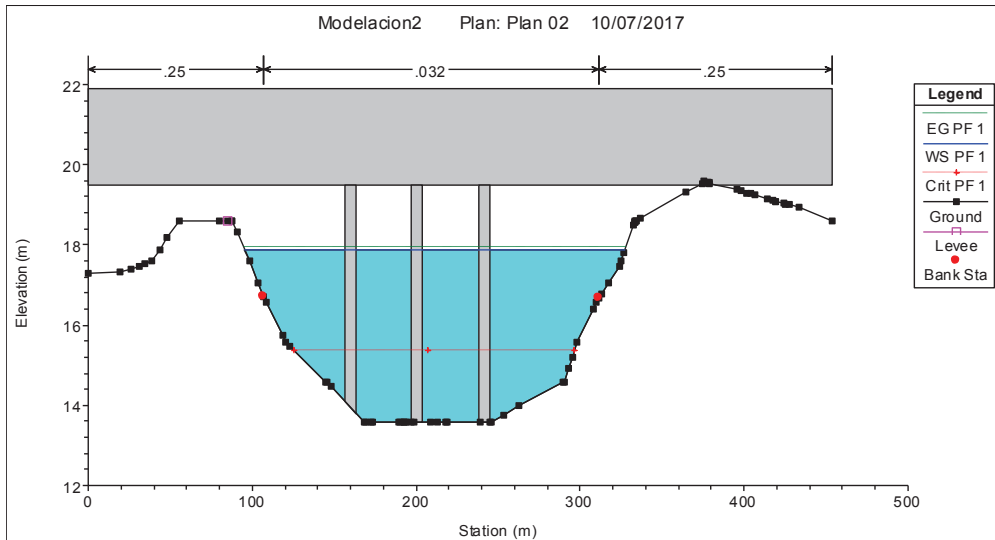
Sección: 800 (antes del Puente Puerto Inca)

Cota: 18.0 msnm

Observación: No existe desborde



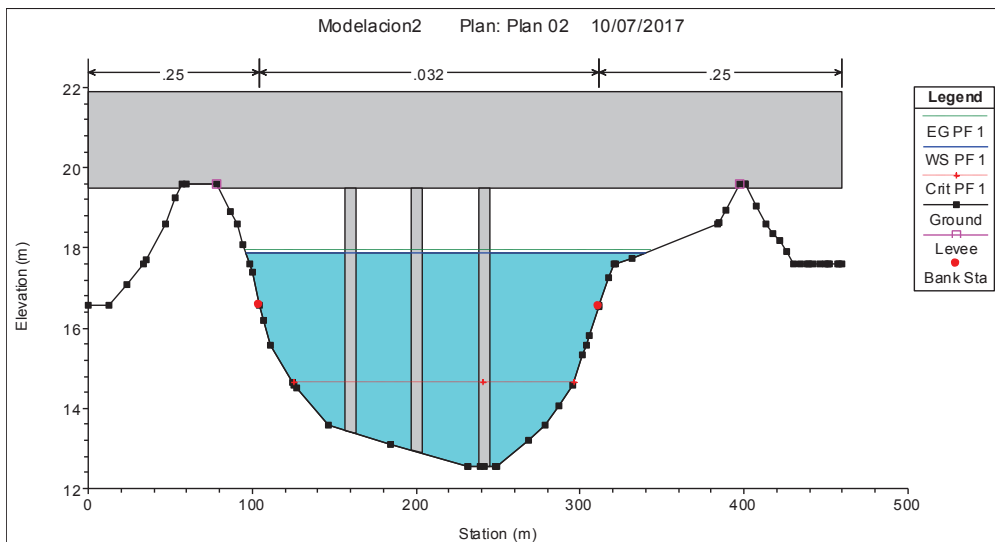
Geometría de las secciones y ubicación del Puente de Puerto Inca



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas arriba

Cota: 17.9 msnm

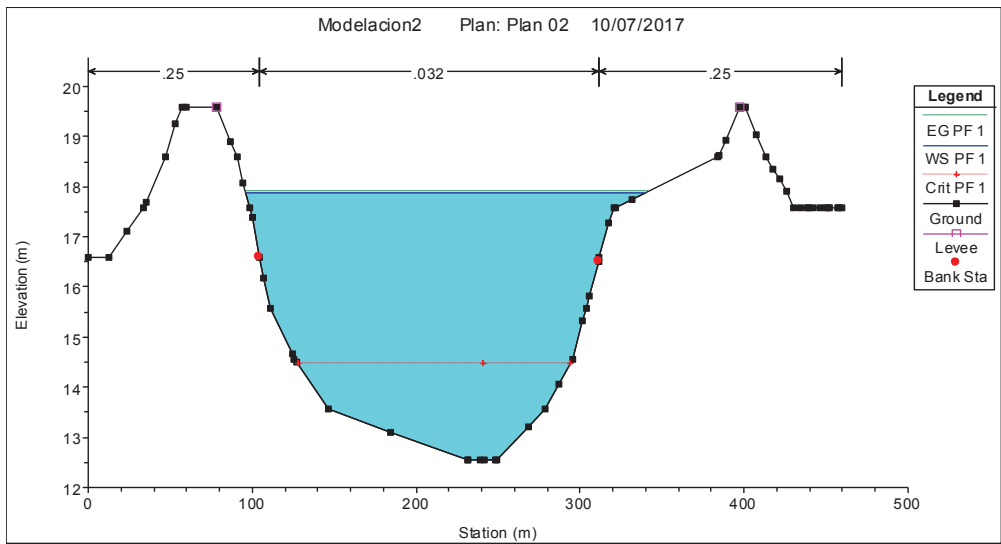
Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas abajo

Cota: 17.9 msnm

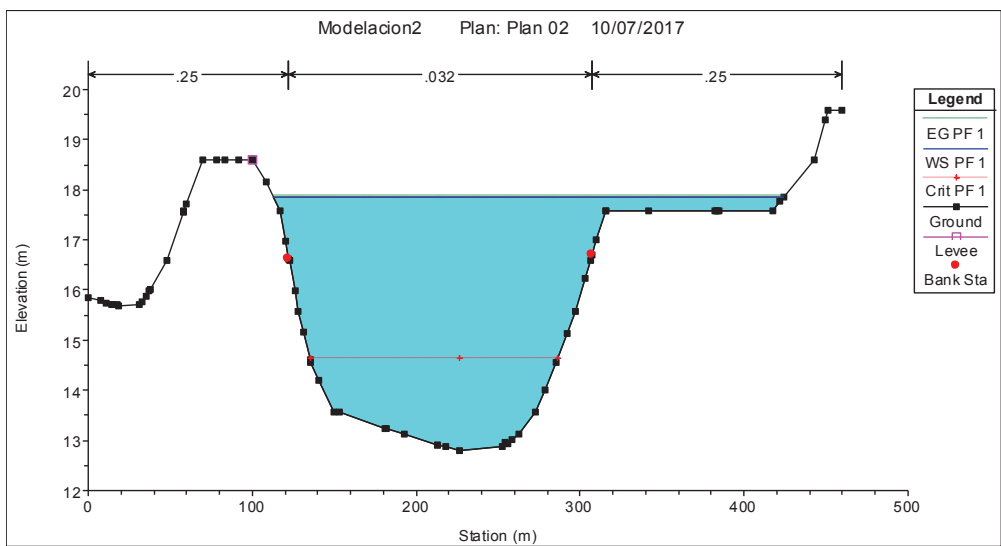
Observación: No existe desborde



Sección: 750

Cota: 17.9 msnm

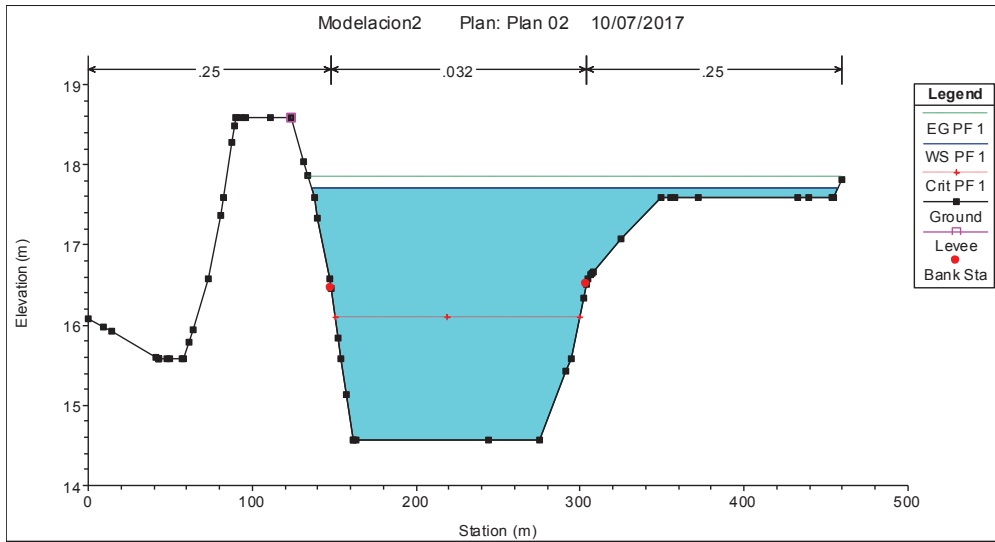
Observación: No existe desborde



Sección: 650 (Estación H0472)

Cota: 17.9 msnm

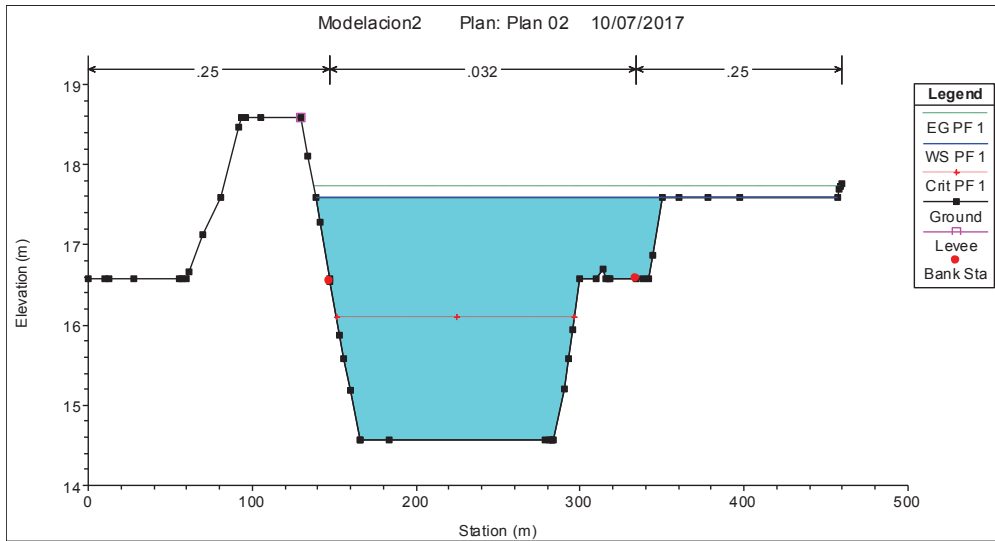
Observación: No existe desborde



Sección: 550

Cota: 17.5 msnm

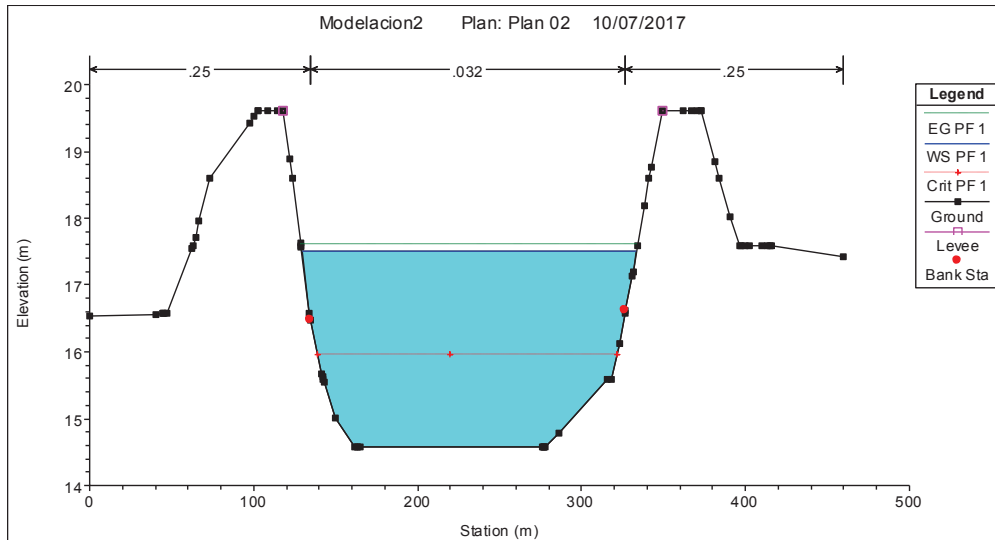
Observación: Existe desborde al margen derecho



Sección: 500

Cota: 17.5 msnm

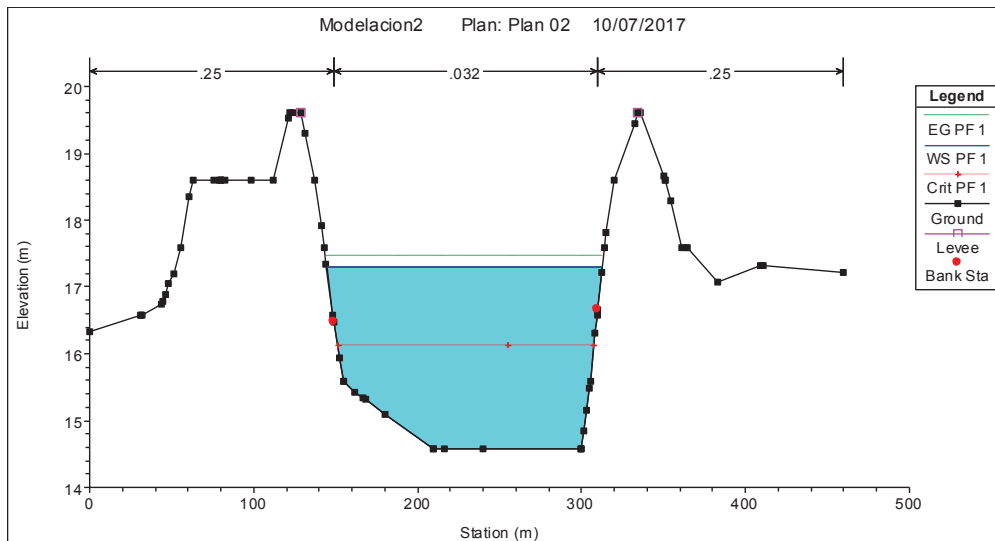
Observación: No existe desborde



Sección: 300

Cota: 17.4 msnm

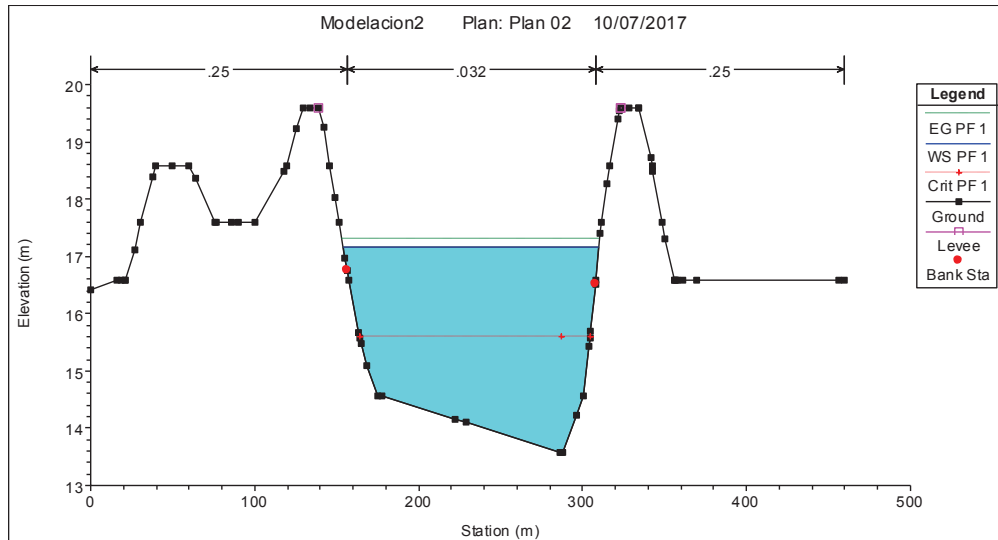
Observación: No existe desborde



Sección: 250

Cota: 17.3 msnm

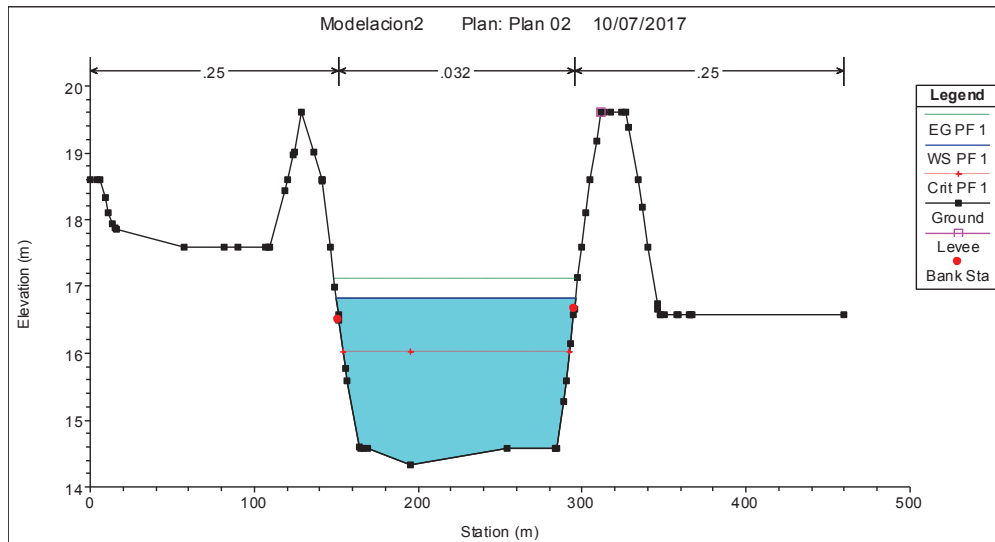
Observación: No existe desborde



Sección: 200

Cota: 17.2 msnm

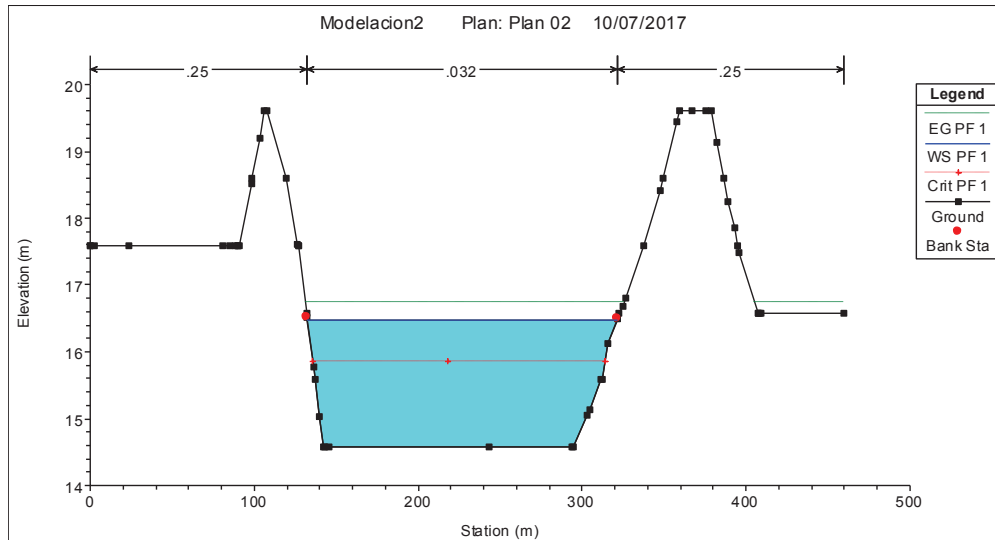
Observación: No existe desborde



Sección: 150

Cota: 16.8 msnm

Observación: No existe desborde



Sección: 50

Cota: 16.4 msnm

Observación: No existe desborde

5.2.2. Calibración

La calibración se establece modificando los valores del coeficiente de Manning, considerando la cota de máxima alcanzada por el nivel de agua en el evento de crecida, registrado por la estación H0472-Puerto Inca, ubicada en la sección 650. El nivel máximo de crecida alcanza la cota 18.5 msnm, el mismo nivel es registrado en la sección 800 donde se ubica el puente de Puerto Inca.

Los valores del coeficiente de Manning estipulados para la calibración son definidos a través de la iteración de los valores iniciales, considerando el uso y cobertura del suelo para la definición de los valores de las planicies de inundación y a través de la Fórmula de Cowan se determina el valor en el lecho del río.

El uso del suelo es Agropecuario Mixto y la cobertura del suelo está compuesta por Pasto (70%), Cacao y Banano (30%). El componente según (Arcement & Schneider, 1984) es Pasto + Arbustos, por lo tanto se asigna un coeficiente de Manning igual a 0.260 para las planicies de inundación.

El valor del coeficiente de Manning para el lecho del río está dado por la fórmula de Cowan, donde a cada uno de los elementos que conforma esta fórmula se los modifica considerando siempre las condiciones naturales y morfológicas observadas en este río.

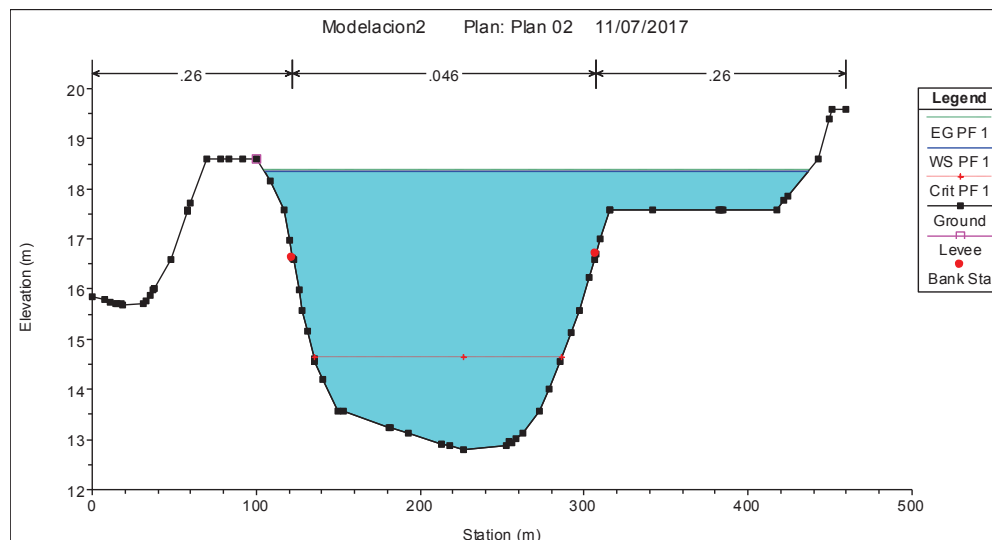
Tabla 46. Valores de Manning (n) calibrados para el lecho del río

FACTOR	CONDICIONES DEL CAUCE	VALOR
n_b	Cauces estables y Planicies de Inundación; Cauce uniforme; Suelo Firme	0.020
n_1	Menor	0.005
n_2	Ocasionalmente Alternante	0.005
n_3	Menor	0.005
n_4	Baja	0.005
m	Apreciable	1.150
n	Total	0.046

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

Para el factor n_b se mantiene la misma condición y valor; el grado de irregularidad n_1 mantiene la misma condición (menor), sin embargo cambia su valor, considerando el valor más alto del rango establecido para esta característica (0.005); en las condiciones del cauce n_2 se considera la misma condición, pero cambia su valor, considerando el valor más alto del rango establecido (0.005); los efectos de obstrucción n_3 cambia su condición a efecto menor, asignándose un valor de 0.005; el factor de vegetación n_4 se mantiene igual, y finalmente el grado de meandricidad se considera como apreciable con un valor igual a 1.150.

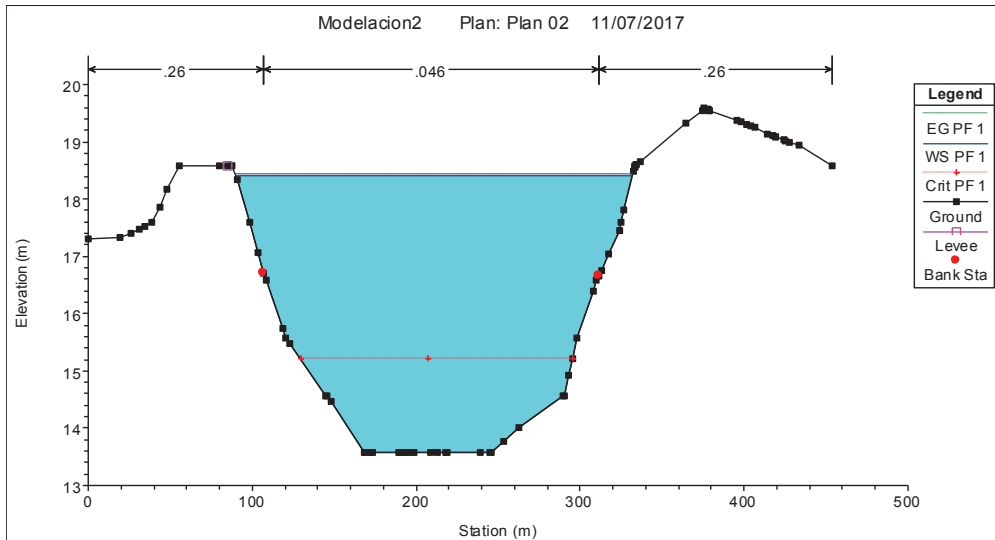
Los resultados, una vez aplicados los valores mencionados son los siguientes:



Sección: 650 (Estación H0472)

Cota: 18.4 msnm

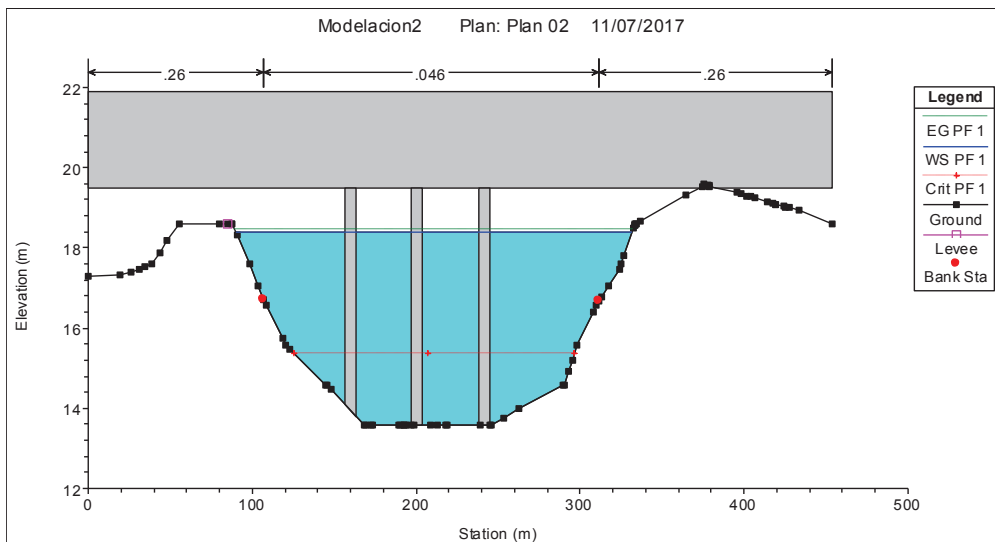
Observación: No existe desborde



Sección: 800 (Puente de Puerto Inca)

Cota: 18.4 msnm

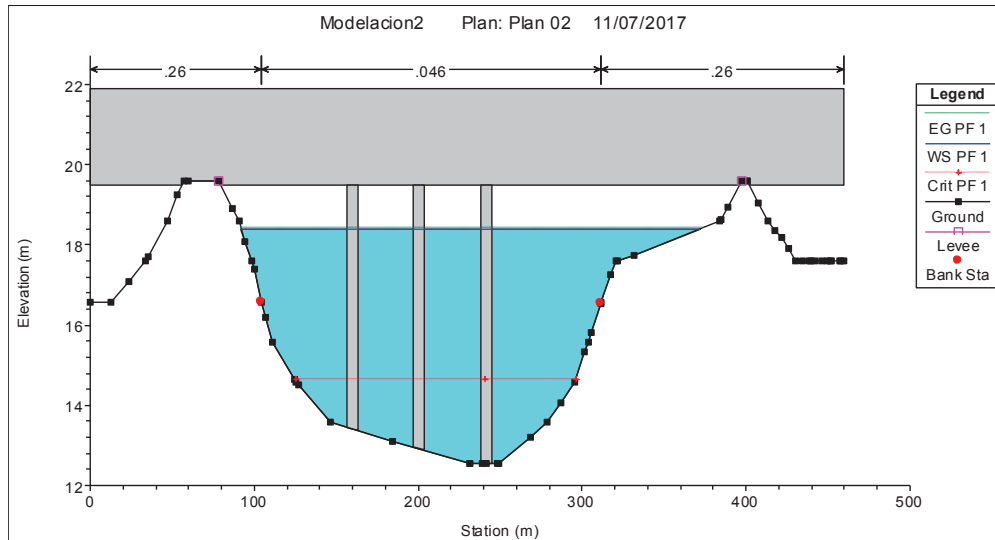
Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas arriba

Cota: 18.4 msnm

Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas abajo

Cota: 18.4 msnm

Observación: No existe desborde

Como se puede observar, en las secciones de control bajo los valores del coeficiente de Manning asignados en la calibración, la cota es 18.4 msnm, mientras que la cota observada durante el evento de crecida es 18.5 msnm, por lo tanto existe una diferencia de 0.10 m, concluyéndose que el nivel simulado subestima en un 0.5% al nivel observado.

Figura 43. Fotografía del evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014 en puerto Inca en la sección 800



Fuente: (Páez & Llerena, 2015)

Tabla 47. Resultados del modelo hidrodinámico simulado vs calibrado

SECCIÓN	Cota Simulación msnm	Cota Calibración msnm	Diferencia m	Observación
1214	18.6	19.2	0.6	Aguas Arriba
1150	18.4	19.0	0.6	
1100	18.5	19	0.5	
1050	18.6	18.8	0.2	
1000	18.2	18.6	0.4	
950	18.0	18.6	0.6	
900	17.9	18.5	0.6	
800	18.0	18.4	0.4	Puente
Puente AU	17.9	18.4	0.5	
Puente AD	17.9	18.4	0.5	
750	17.9	18.4	0.5	
650	17.9	18.4	0.5	H0472
550	17.5	18.3	0.8	
500	17.5	18.2	0.7	
300	17.4	18.0	0.6	
250	17.3	17.9	0.6	
200	17.2	17.6	0.4	
150	16.8	17.3	0.5	
50	16.4	16.9	0.5	Aguas Abajo

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

La cota máxima observada durante el evento de crecida es 18.5 msnm, en la simulación la cota máxima es de 17.9 msnm en la sección 650, donde se ubica la estación H0472; una vez calibrado los valores del coeficiente de Manning este valor cambia a 18.4 msnm, por lo tanto existe una mayor aproximación con el 0.5 % de sobrestimación del nivel observado sobre el calibrado.

5.2.3. Validación

La validación del modelo hidrodinámico se realiza aplicando los valores del coeficiente de Manning determinados para el tramo, a los eventos de crecida identificados y reproducidos satisfactoriamente por el modelo hidrológico.

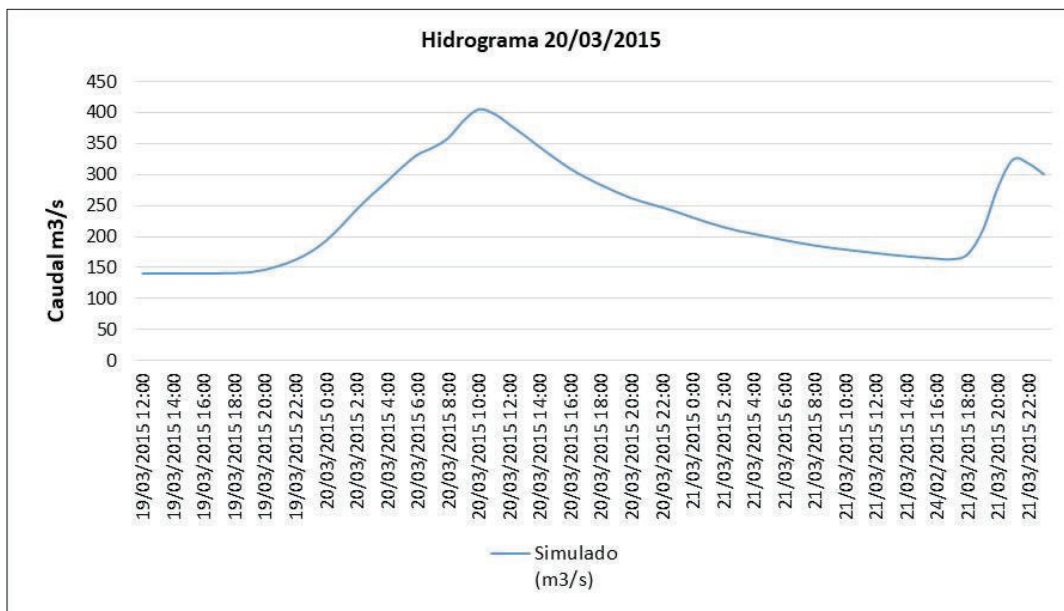
5.2.3.1. Evento de crecida 20 de marzo del 2015

Los parámetros estipulados para la validación del presente evento son los siguientes:

- Nivel máximo observado en la estación H0472: 4.18 m
- Cota para el nivel máximo observado: 17.5 msnm

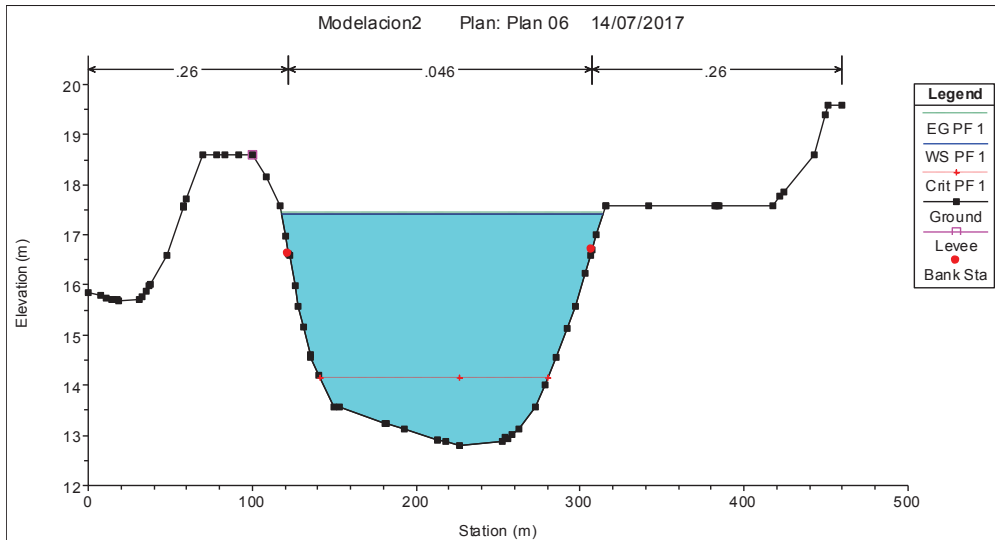
- Número de secciones transversales: 16
- Longitud de las secciones transversales: 150 m
- Distancia entre las secciones transversales: 50 m
- Sección transversal agua abajo: 50
- Sección transversal aguas arriba: 1214
- Flujo: no permanente
- Caudal máximo: 405.4 m³/s
- Pendiente del tramo: 0.0025 m/m

Gráfico 14. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica evento 20/03/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2017

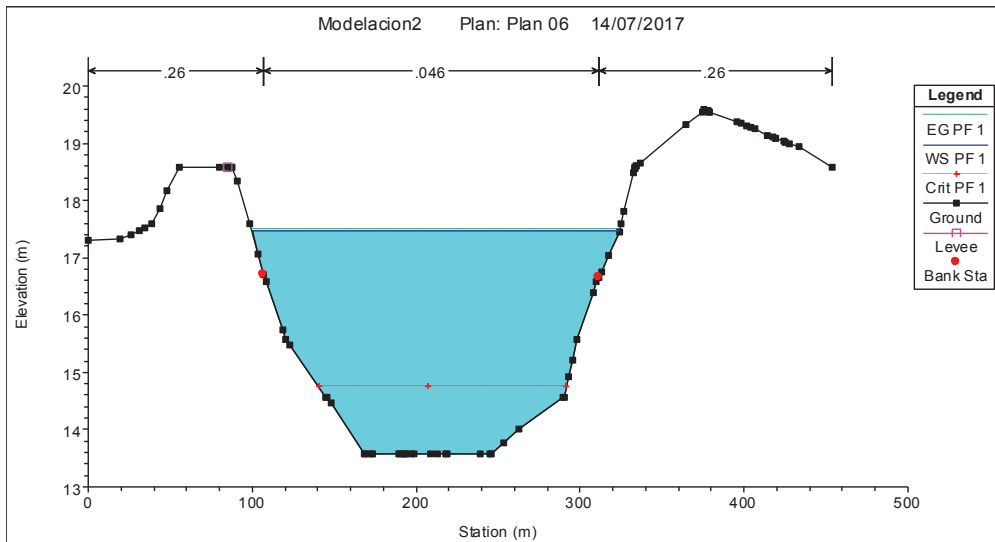
Los resultados de la modelación hidrodinámica se muestran a continuación, considerando las secciones 650 (H0472) y la 800 donde se ubica el puente de Puerto Inca.



Sección: 650 (Estación H0472)

Cota: 17.5 msnm

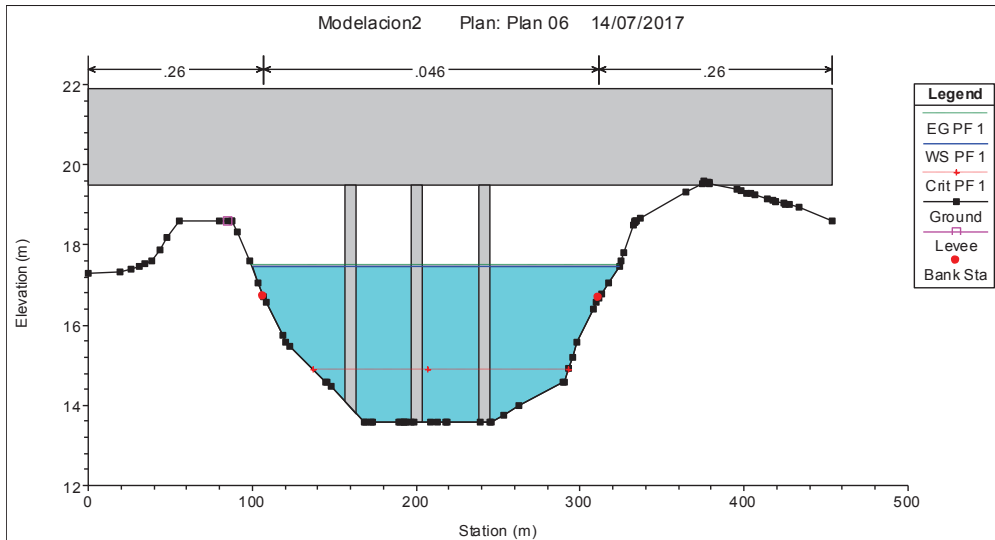
Observación: No existe desborde



Sección: 800 (puente Puerto Inca)

Cota: 17.5 msnm

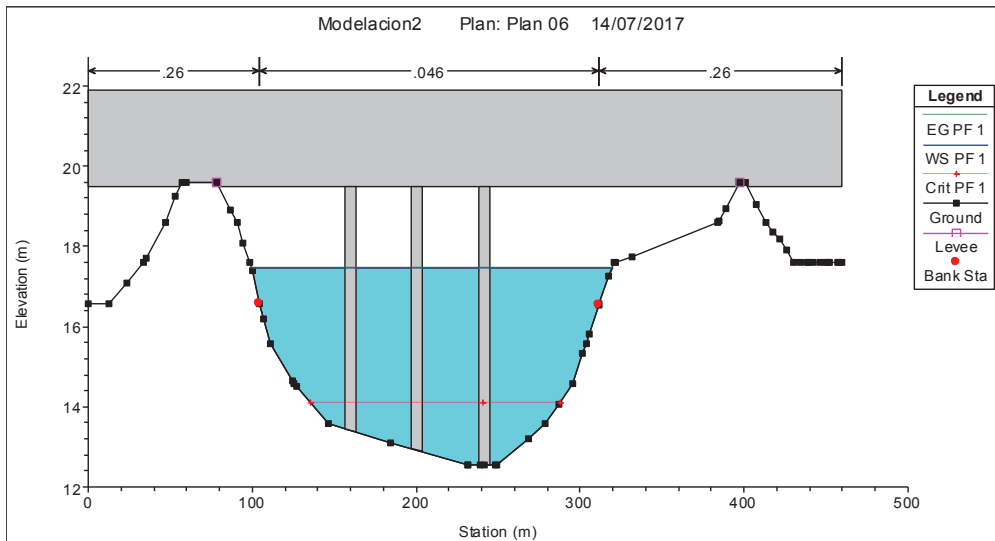
Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas arriba

Cota: 17.4 msnm

Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas abajo

Cota: 17.4 msnm

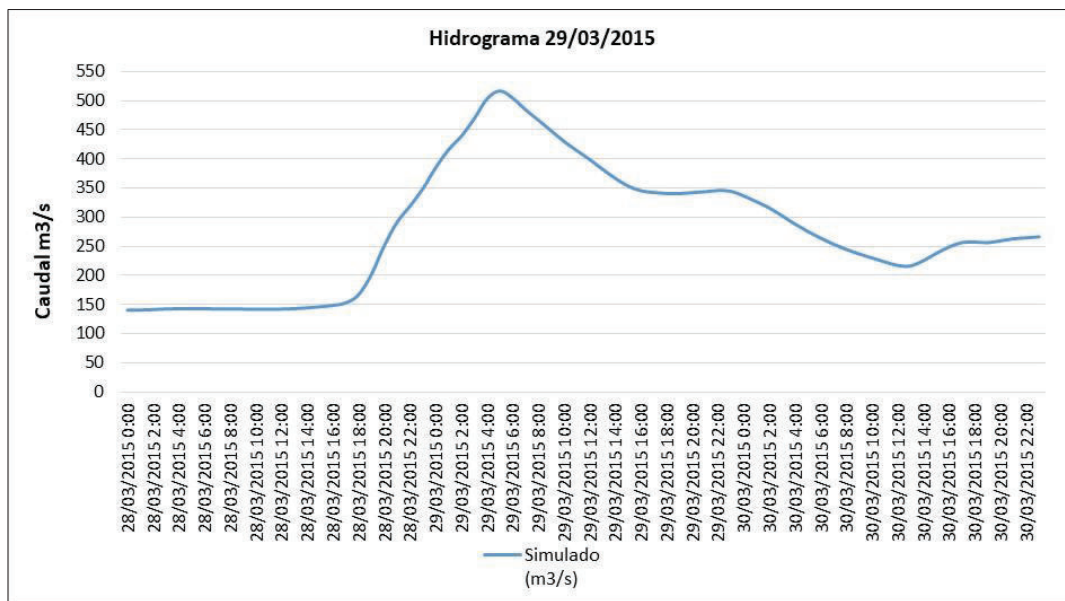
Observación: No existe desborde

5.2.3.1. Evento de crecida 29 de marzo del 2015

Los parámetros estipulados para la validación del presente evento son los siguientes:

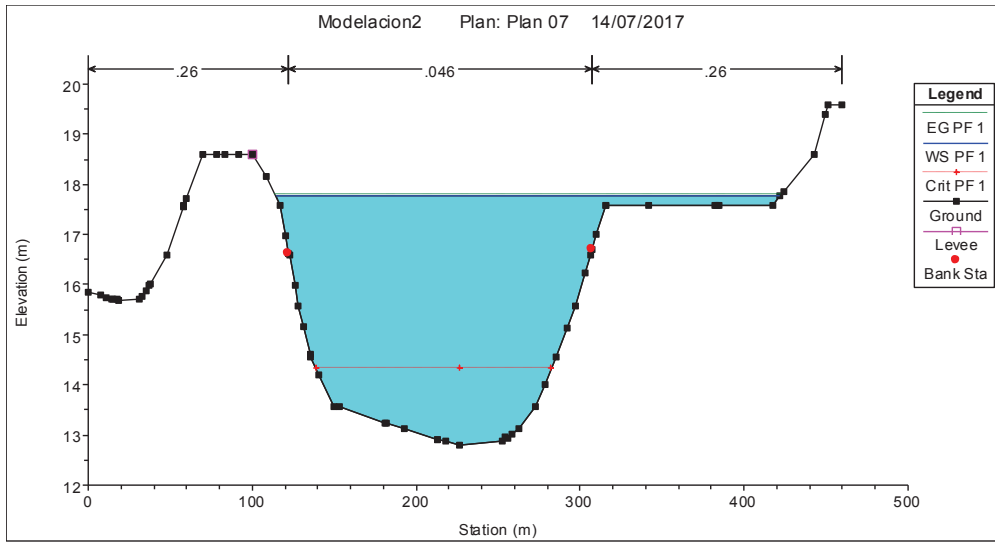
- Nivel máximo observado en la estación H0472: 4.6 m
- Cota para el nivel máximo observado: 17.6 msnm
- Número de secciones transversales: 16
- Longitud de las secciones transversales: 150 m
- Distancia entre las secciones transversales: 50 m
- Sección transversal agua abajo: 50
- Sección transversal aguas arriba: 1214
- Flujo: no permanente
- Caudal máximo: 516.8 m³/s
- Pendiente del tramo: 0.0025 m/m

Gráfico 15. Hidrograma ingresado en la modelación hidrodinámica evento 29/03/2015



Elaborado por: Arteaga. M, 2017

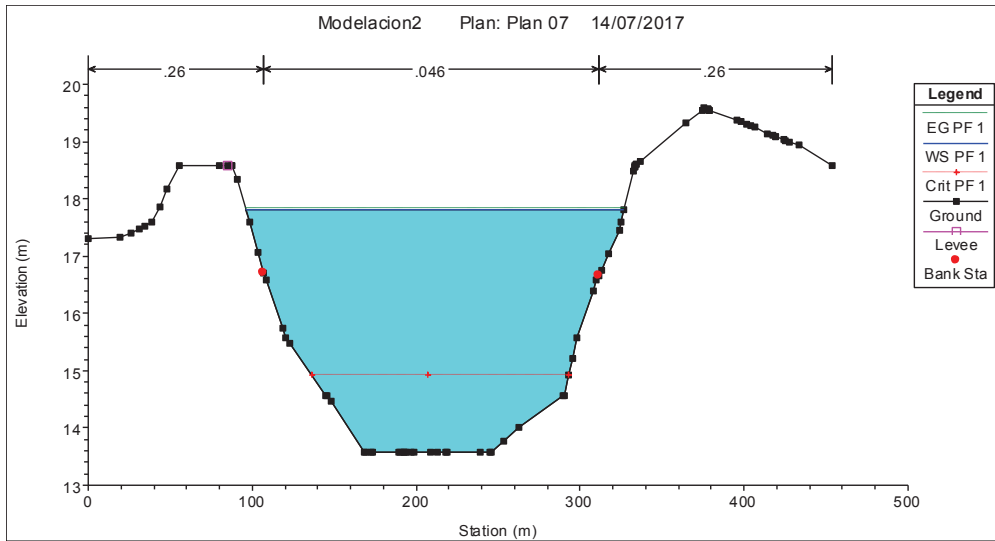
Los resultados de la modelación hidrodinámica se muestran a continuación, considerando las secciones 650 (H0472) y la 800 donde se ubica el puente de Puerto Inca.



Sección: 650 (Estación H0472)

Cota: 17.9 msnm

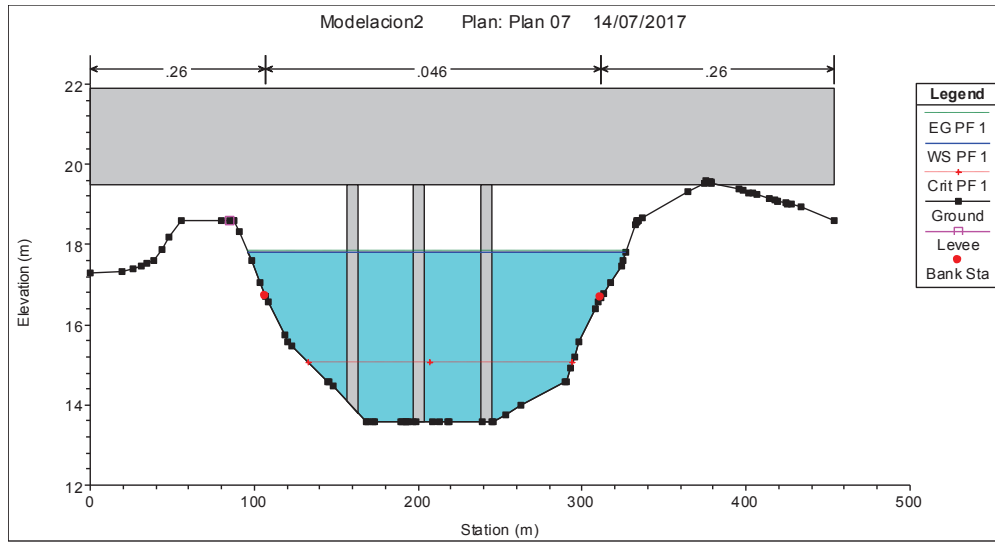
Observación: No existe desborde



Sección: 800 (puente Puerto Inca)

Cota: 17.9 msnm

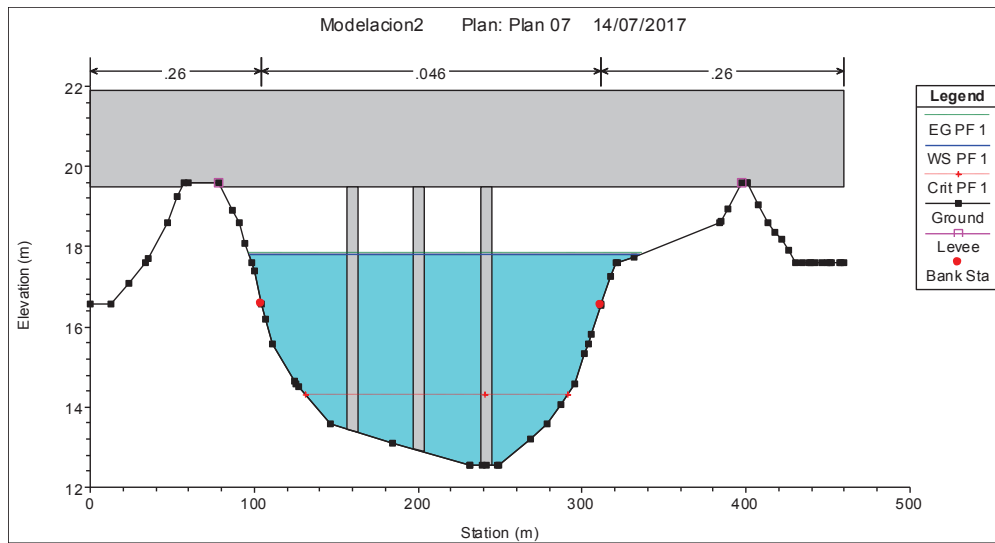
Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas arriba

Cota: 17.9 msnm

Observación: No existe desborde



Sección: En el Puente Puerto Inca: aguas abajo

Cota: 17.9 msnm

Observación: No existe desborde

Tabla 48. Resultados de la validación del modelo hidrodinámico aplicado a dos eventos de crecida, registrado en la sección 650 (Estación H0472-Puerto Inca)

EVENTO	Cota Observada msnm	Cota Simulada msnm	Diferencia m	Resultado de la simulación
20/03/2015	17.5	17.9	0.4	Sobrestima
29/03/2015	17.6	17.9	0.3	Sobrestima

Elaborado por: Arteaga. M, 2017

Los resultados de la aplicación de los parámetros calibrados del modelo hidrodinámico, sobre el evento de crecida ocurrido el 20 de marzo del 2015, indican que existe una sobrestimación de la cota simulada de 0.4 metros (2.2%) frente al valor de la cota máxima registrada en este evento; mientras que en el evento ocurrido el 29 de marzo del 2015, la cota simulada sobrestima en 0.3 metros (1.7%) a la registrada.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Se determinó las características físicas y morfológicas de la cuenca hidrográfica del río Cañar, dentro de las cuales se destaca su forma alargada, por lo tanto la cuenca en estudio no susceptible a presentar eventos de crecida. Sin embargo, en la cuenca baja, factores físicos y morfológicos como su topografía plana (7%), confluencia de cauces y el tipo de suelo predominante (textura fina a media) formada a partir de rocas sedimentarias, crean condiciones ideales para que se produzcan eventos de inundación.
- El evento de crecida registrado en el sector de Puerto Inca el 30 de marzo del 2014, fue producto de fuertes precipitaciones registradas por las estaciones hidrometeorológicas M5090 La Lampada, M5091 Tazaray, M0412 Suscalpamba y M1150 Patul, ubicadas en la cuenca baja, a la precipitación contribuye el tipo de suelo de la zona, constituido principalmente por material arcilloso cuya característica es la lenta velocidad de infiltración.
- La construcción del modelo se realizó a través de los siguientes métodos: para determinación de pérdidas por infiltración se utilizó el método SCS Número de Curva, para el tránsito de caudales se utilizó el método de Muskingum, y para el método de transformación de precipitación a escorrentía se utilizó los hidrogramas unitarios sintéticos de Snyder, Clark y SCS, de los cuales los resultados del análisis señalan que el hidrograma simulado que mejor se ajusta al hidrograma generado por los registros observados en la estación H0472-Puerto Inca (hidrograma real), fue el Hidrograma Unitario de Clark
- Se calibra el modelo bajo los parámetros del Hidrograma Unitario de Clark: Tiempo de concentración (T_c) y coeficiente de almacenamiento (R) para el método de transformación, cuyos resultados indican que utilizando de la ecuación de Kirpich para el cálculo del T_c , y un valor igual a $4.5 \cdot T_c$ para el cálculo del coeficiente R, el hidrograma generado a través de la simulación con HEC-HMS tiene un ajuste más aproximado al hidrograma real.
- Dentro del proceso de calibración, y con la finalidad de obtener una mejor aproximación del hidrograma simulado con respecto al real, se procede a calibrar el valor CN para el método de pérdida en cada subcuenca generada. Este proceso se realiza disminuyendo los valores de CN obtenidos a través de una metodología

de cálculo en 5, 7 y 10%, los resultados de esta calibración señalan que el hidrograma simulado utilizando valores de CN disminuidos en 7%, tiene una mejor aproximación al hidrograma real.

- En la validación del modelo se utilizaron cuatro eventos de crecida identificados, los cuales fueron evaluados gráficamente y mediante las funciones estadísticas PBIAS y NSE, obteniéndose los siguientes resultados: los eventos de crecida ocurridos el 20 y 29 de marzo del 2015, fueron reproducidos por el modelo calibrado en el orden de Bueno a Muy Bueno, mientras que la reproducción del modelo en los eventos ocurridos el 09 y 24 de febrero del 2015, fue insatisfactoria.
- El modelo hidrodinámico HEC-RAS 1D corrobora y valida el modelo hidrológico aplicado, analizando el nivel máximo de agua (5.83 m) registrado por la estación H0472-Puerto Inca en la crecida ocurrida el 30 de marzo del 2014, determinándose una sobrestimación apenas del 0.5% entre el nivel máximo observado frente al nivel máximo simulado.
- La aplicación del modelo hidrodinámico calibrado en el evento de crecida ocurrido el 30 de marzo del 2014, sobre los dos eventos reproducidos satisfactoriamente por el modelo hidrológico, señalan que existe una sobrestimación de 0.3 a 0.4 metros de diferencia entre los niveles simulados y los observados; debido a la magnitud estos valores se puede concluir que el modelo hidrodinámico bajo las condiciones establecidas para el coeficiente de Manning en la calibración reproducen satisfactoriamente otros eventos de crecida, siempre que estos hayan sido previamente reproducidos satisfactoriamente por el modelo hidrológico.
- Finalmente se puede concluir que la aplicación del modelo HEC-HMS para la predicción de eventos de crecida en la cuenca del río Cañar es parcial, considerando que, dos de los cuatro eventos de crecida identificados fueron reproducidos de manera satisfactoria por el modelo; sin embargo la reproducción insatisfactoria de los dos eventos restantes puede deberse a distintas causas, entre las que se asume los vacíos de información de precipitación, otra causa posible es el error espacialización de la precipitación, es decir que no existen suficientes eventos de crecida para validar el modelo.

6.2. Recomendaciones

- El presente trabajo se basa en una modelación hidrológica de evento semidistribuida, la cual asume que la información de precipitación obtenida de una estación climatológica es representativa para toda la subcuenca, sin embargo en la realidad la precipitación se expresa de manera distribuida espacial y temporalmente, por lo que se recomienda realizar estudios encaminados a analizar el efecto de la distribución espacial de la precipitación en la cuenca.
- Como una forma de validación del modelo hidrológico tipo evento, es necesario desarrollar un modelo hidrológico distribuido continuo horario, el cual permitirá corroborar los resultados del modelo de evento.
- El mantenimiento de estaciones hidrológicas y meteorológicas es importante para la generación de información adecuada y precisa, la cual será utilizada en la construcción de distintos tipos de modelos que contribuyan a una eficiente gestión de los recursos hídricos.
- Se debe afinar el presente modelo mediante la identificación de más eventos de crecida, de tal forma que potencialmente sea utilizado en el pronóstico hidrológico y operación de infraestructura del proyecto de control de inundaciones.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Ackreman, C. (2009). *HEC-GeoRAS GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS*. Davis, California: Editorial US Army Corps Enginners.
- ACSAM Consultores. (2011). *Estudio para el Control de Inundaciones del Sistema Hídrico Bulubulu, Cañar, Naranjal*. Quito, Ecuador : Diseños Definitivos.
- Ahmad, M. M., & Ghumman, A. R. (2009). Estimation of Clark's Instantaneous Unit Hydrograph Parameters and Development of Direct Surface Runoff Hydrograph. *Water Resour Manage*, 23(1), 2417 - 2435. DOI: 10.1007/s11269-008-9388-8.
- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México DF, México: Editorial LIMUSA.
- Arcement, G., & Schneider, V. (1984). *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*. Reston, Virginia: United States Geological Survey Water.
- Ares, M., Chagas, C., & Varni, M. (2012). Predicción de la escorrentía y estimación de la humedad antecedente en una cuenca aforada. *Ciencia del Suelo*, 30 (2), 1850-2067.
- Bedient, P., Huber, W., & Vieux, B. (2008). *Hydrology and Floodplain Analysis*. Houston, Texas: Prentice Hall.
- Brunner, G. (2015). *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic*. Davis, California: US Army Corps og Engineering.
- Burbano, N., Becerra, S., & Pasquel, E. (2015). *Introducción a la Hidrogeología del Ecuador*. (2nd ed., p 54) Quito, Ecuador: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- Carsell, K., Pingel, N., & Ford, D. (2004). Quantifying the Benefit of a Flood Warning System. *Natural Hazards Review*, 5(3), 131 - 140.
- CEPAL. (1984). *Desastres Naturales 1982-1983 en Ecuador, Perú y Bolivia* . Quito : ONU, Comisión Económica para Latinoamérica .
- Chavarri, E. (2004). *El Ciclo Hidrológico e Introducción a Modelos Hidrológicos*. Curso de Hidrología Aplicada: UNALM, marzo, Perú.
- Chinchilla, M., Mata, R., & Alvarado, A. (2011). Andisoles, Inceptisoles Y Entisoles de la Subcuenca del Río Pirrís, Región de los Santos, Talamanca, Costa Rica. *Agromía Costarricense*, 35 (1), 87-107.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Bogotá, Colombia: McGraw Gill Interamericana S.A.

- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá, Colombia: Editorial Nomos.
- CIWR HEC. (2015). *HEC-RAS River Analysis System*. Davis, California: US Corps Army of Engineers.
- Clavijo, H., & Peñaherrera, C. (2013). *Diseño de una red de estaciones meteorológicas e hidrológicas para la previsión de crecidas e inundaciones, en las cuencas de los ríos Chone, Portoviejo, Bulubulu y Chongón (Tesis previo a la obtención del título de Ingeniero Civil)*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador .
- Feldman, A. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual* . Washington : US Army Corps of Engineers.
- Fleischbein, K., Wilcke, W., Goller, R., Boy, J., Valarezo, C., Zech, W., & Knoblich, K. (2005). Rainfall interception in a lower montane forest in Ecuador: effects of canopy properties. *Hydrological Processes*, 19(7), 1355–1371. DOI:10.1002/hyp.5562.
- Fleming, M., & Brauer, T. (2015). *Hydrologic Modeling System: User Manual*. Davis, California, EEUU: US Army Corps of Engineers.
- Fleming, M., & Doan, J. (2013). *HEC-GeoHMS Geoespatial Hydrology Modeling Extension*. Davis, California, EEUU: US Army Corps of Engineers.
- Fleming, M., & Doan, J. (2013). *HEC-GeoHMS Geoespatial Hydrologic Modeling Extensión: User's Manual*. California : US Army Corps of Engineers.
- García, A. (1998). *Medidas Estructurales y No Estructurales de Defensa frente a Inundaciones*. Módulo: Recursos Hídricos, Master en Ingeniería Medioambiental y Gestión del Agua, EOI: Madrid, España.
- Gasparri, E., Tassara, C., & Velasco, M. (1999). *El Fenómeno del Niño en el Ecuador (1997 - 1999) Del Desastre a la Prevención* . Quito, Ecuador : Editorial Abya-Yala.
- Gass, I., Smith, P., & Wilson, R. (1980). *Introducción a las Ciencias de la Tierra*. Sevilla, España: Editorial Reverté S.A.
- Gupta, H., Sorooshian, S., & Yapo, P. (1999). Status of automatic calibration for hydrological models: Comparison with multilevel expert calibration. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(1), 135-143, DOI:org/10.1061/(ASCE)1084-0699.
- Hill, C., & Verjee, F. (2012). *Guía de Referencia para Sistemas de Alerta Temprana de Crecidas Repentinas*. East-West Highway Silver Spring, MD: NOAA.
- IGM. (2016). *Geoportal* . Obtenido de Cartografía de Libre Acceso : <http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/descargas/cartografia-de-libre-acceso/>
- INAMHI. (2015). *Publicaciones*. Obtenido de Anuarios Meteorológicos e Hidrológicos: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec>

- INEC. (2015). Recuperado el Julio de 2016, de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/category/cartografia-2/>
- INIGEMM. (2016). *Geoportal INIGEMM*. Obtenido de <http://geoportal.inigemm.gob.ec/visor-geografico/>
- Johnson, L. (2009). *Geographic Information Systems in Water Resources Engineering*. Boca Raton, Florida: Editorial Taylor & Francis Group, LLC.
- Johnson, R., & Kuby, P. (2004). *Elementary Statistics*. Boston, Massachusetts: Editorial BROOKS/COLE.
- Lutgens, F., & Tarbuck, E. (2012). *Essentials of Geology*. New Jersey, US: Editorial Pearson Prentice Hall.
- Ma, L., Ascough, I., Ahuja, L., Shaffer, M., Hanson, J., & Rojas, K. (2000). Root zone water quality model sensitivity analysis using Monte Carlo simulation. *American Society of Agricultural and Biological Engineers*, 43(4), 883-895, doi: 10.13031/2013.2984.
- Macro. (2011). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima, Perú: Editora Macro E.I.R.L.
- Maderey, L. (2005). *Principios de Hidrogeografía: Estudio del Ciclo Hidrológico*. México DF, México: Editorial Universidad Autónoma de México.
- MAE. (2012). *Sistema de Clasificación de los Ecosistemas del Ecuador Continental*. Quito: Subsecretaría de Patrimonio Natural .
- MAGAP. (2002). *Mapa Taxonómico del Ecuador* . Recuperado el Julio de 2016, de <http://sni.gob.ec/coberturas>
- MAGAP. (2005). *Mapa Hidrogeológico del Ecuador* . Recuperado el Agosto de 2016, de <http://sni.gob.ec/coberturas>
- MAGAP. (2014). *Mapa de Cobertura y Uso de la tierra del Ecuador Continental*. Quito.
- Martín, J. P. (2003). *Ingeniería de Ríos*. (2nd., Ed. 25, 273 pp) Barcelona, España: Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya, SL.
- Matt Fleming, M., & Neary, V. (2004). Continuous Hydrologic Modeling Study with the Hydrologic Modeling System. *JOURNAL OF HYDROLOGIC ENGINEERING*, 175 - 183.
- Menéndez , A., & Re, M. (2009). Códigos Numéricos para Hidrología Urbana. *Especialización en Hidrología Urbana* (pág. 134). Buenos Aires: Facultad de Ingeniería, UBA.
- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. (31- 40, .pp) Bogotá, Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Moriasi, D., Arnold, J., Van Liew, M., Bingner, R., Harmel, R., & Veith, T. (2007). Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed

- Simulation. *American Society of Agricultural and Biological Engineers*, 50(3), 885-900, doi: 10.13031/2013.23153.
- Mott, R. (1996). *Mecánica de fluidos aplicada*. (4ta Ed., 353-356 pp.) México D.F, México: Prentice Hall Hispanoamericana S.A.
- NASA. (2009). *Shuttle Radar Topography Mission (SRTM)*. Recuperado el Julio de 2016, de <http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/>
- NRCS. (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds TR-55*. Washington DC: The U.S Department of Agriculture (USDA).
- Nuñez, J. (1983). *Fundamentos de Edafología*. (2nd Edi., 13, 37, 41 pp.) San José, Costa Rica: Editorial EUNED.
- Oelsner, J. (1965). *Introducción a la Hidrología de Aguas Superficiales*. Quito: Universidad Central del Ecuador .
- OMM. (2006). *Aspectos Ambientales de la Gestión Integrada de Crecidas*. Ginebra, Suiza: APFM.
- OMM. (2009). *Aspectos sociales y participación de los interesados en la gestión integrada de crecidas*. Ginebra: OMM.
- OMM. (2009). *Gestión Integrada de Crecidas: Documento Conceptual*. Ginebra: OMM.
- OMM. (2011). *Manual on Flood Forecasting and Warning*. Ginebra: OMM.
- Oñate, F., & Bosque , J. (2014). Semidistributed Hydrological Model with Scarce Information: Application to a Large South American Binational Basin. *American Society of Civil Engineers*, 19(5): 1006-1014, DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000853.
- Orson, W., & Vaughn, E. (2003). *Principios y Aplicaciones del Riego*. Sevilla, España: Editorial REVERTÉ.
- Páez, S., & Llerena, S. (2015). *Flood early warning system based on water level and accumulated precipitation thresholds under-meteorological data scarcity, case: Cañar river basin Ecuador*. Documento presentado en. The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR) World Congress: Netherlands .
- Pérez, K. (2013). *Modelación hidrodinámica para la implementación del Sistema de Alerta Temprana en la cuenca del río Cañar*. Quito: INAMHI.
- Pujol, A., & Menéndez, A. (1987). *Análisis Unidimensional de Esguerrimiento en Canales*. (3-5 pp.) Buenos Aires, Argentina: Editorial Universitaria UBA.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Perú : Universidad Nacional de Ingeniería .

- Roche, P., Miquel, J., & Gaume, E. (2012). *Hydrologie quantitative: Processus, Modèles et aide à la Décision*. Paris, France : Springer Science & Business Media.
- Rodríguez , J. (2011). *Estimación de la Distribución Espacial de la Precipitación en Zonas Montañosas Mediante Métodos Geoestadísticos (Tesis Doctoral)*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España .
- San Román, F. (2000). *Hidrología Superficial III: Relación precipitación-escorrentía*. www.hidrologia.usal.es: Departamento Geología, Universidad de Salamanca.
- Thompson, L., & Troeh. (2002). *Los Suelos y su Fertilidad*. Sevilla, España: Editorial REVERTÉ.
- USDA. (1999). *Soil Taxonomy*. Washington, DC: U.S. Government Printing Office.
- Viessman, W., & Lewis, G. (2003). *Introduction to Hydrology* . (5ta Edi., 612 p.) Baltimore, Maryland: Pearson Education Inc. .
- Xuefeng, C., & Steinman, A. (2009). Event and Continuous Hydrologic Modeling with HEC-HMS. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* , 135 (1) 119-124.

8. ANEXOS

Anexo 1. Resultados del relleno de datos de precipitación de la red meteorológica convencional de la cuenca del río Cañar, para la caracterización climática

Coefficientes de determinación y correlación, obtenidos para cada una de las estaciones meteorológicas relacionadas.

Estaciones Correlacionadas	Determinación R²	Correlación R
M0031 – M0411	0.82	0.90
M0031 – M0141	0.82	0.90
M0141 – M0414	0.27	0.52
M0141 – M0417	0.94	0.97
M0137 – M0411	0.77	0.88
M0411 – M0412	0.42	0.65
M0176 – M0477	0.94	0.94

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Precipitación media mensual para la serie de datos definida por cada una de las estaciones convencionales utilizadas para la caracterización climática.

Estación	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
M0031	39.30	57.38	69.35	66.76	44.52	26.63	22.02	17.68	26.22	42.16	42.89	36.63
M0411	42.27	64.20	72.52	77.86	47.89	48.33	44.35	36.19	37.38	51.01	55.03	44.02
M0141	97.85	115.75	134.20	150.26	116.84	100.85	95.48	73.60	83.38	98.75	103.75	98.53
M0414	90.31	108.41	115.78	140.30	139.33	138.72	140.88	90.82	101.32	130.35	132.25	94.19
M0417	90.63	119.30	121.81	142.13	114.39	96.56	93.94	68.84	85.49	109.89	109.74	104.26
M0137	66.85	90.25	111.40	114.88	76.40	54.15	52.76	35.62	41.76	70.93	99.88	80.32
M0412	168.49	187.79	183.90	137.20	57.12	34.44	22.47	23.18	34.72	35.62	34.90	56.26
M0176	179.84	191.51	186.18	133.99	76.55	43.86	32.14	18.35	29.65	18.75	30.70	37.08
M0477	220.81	310.29	347.98	237.08	77.62	30.24	25.53	13.31	18.78	21.53	38.50	62.45

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Anexo 2. Red Hidrográfica generada por la herramienta HEC-GeoHMS para la modelación de crecidas en la cuenca del río Cañar

Nombre	Código	Sc m/m	Elevación A.Arriba	Elevación A.Abajo	Longitud Km
Río Guallincanga	R10	0,100	2657	1687	9,71
Río Cañar	R20	0,047	1507	863	13,72
Río Cañar	R30	0,056	1687	1507	3,21
Río Cañar	R40	0,049	1976	1687	5,90
Río Cañar	R50	0,056	2278	1976	5,36
Río Culebrillas	R60	0,078	3887	2278	20,51
Río Cañar	R70	0,037	863	300	15,31
Río Cañar	R80	0,018	300	71	12,48
Río Cañar	R90	0,004	71	26	11,59
Río Jirincay	R100	0,063	2786	2278	8,05
Río Silante	R110	0,056	3408	3206	3,62
Río Silante	R120	0,044	3354	3206	3,33
Q. Zambohuaycu	R130	0,266	2386	1507	3,30
Río Cañar	R140	0,001	26	21	3,87
Río Cañar	R150	0,071	2914	2786	1,80
Río Silante	R160	0,001	21	14	7,24
Río Silante	R170	0,021	2920	2786	6,35
Río Silante	R180	0,040	3206	2920	7,22
Río Patucay	R190	0,024	257	71	7,60
Río Piedras	R200	0,006	91	26	11,27
Río Chacapata	R210	0,130	3290	1976	10,08
Q.Rodeo Huaycu	R220	0,018	3027	2920	5,83
Río Corazón	R230	0,111	2259	863	12,55
Q.Rodeo Huaycu	R240	0,011	3216	3027	17,24
Q.Shila	R250	0,026	3234	3027	7,99
Río Patucay	R260	0,079	1221	257	12,18
Río Rosario	R270	0,070	1731	257	21,06
Río Rosario	R280	0,193	1921	1731	0,98
Q.Huayra Huyacu	R290	0,110	3620	300	30,20
Río Miguir	R300	0,034	895	21	25,83
Río Quitahuaycu	R310	0,121	1771	895	7,26
Río Patul	R320	0,173	3635	1731	11,01
Río Miguir	R330	0,105	3623	895	25,90

ELABORADO POR: Arteaga. M, 2016

Anexo 3. Grupos Hidrológicos de suelo establecidos por el NRCS

Grupo hidrológico de suelo	Textura	Descripción	Permeabilidad
A	Gruesa	Arenosos, Areno-limosos	Permeable
B	Moderadamente gruesa	Franco-arenosos, Francos Franco-limosos	Permeable
C	Media	Franco-arcillosos Franco-arcillo-limosos	Poco Permeable
D	Fina	Arcillosos Suelos de reciente formación	Impermeables

FUENTE: (NRCS, 1986)

ELABORADO POR: Arteaga. M, 2016

Anexo 4. Valores de CN en función del uso y cobertura del suelo establecidas por el Soil Conservation Service para tierras agrícolas

Uso y Cobertura del suelo	Tipo de cobertura	Tratamiento del suelo	Condición Hidrológicas del suelo	Grupo Hidrológico de suelo			
				A	B	C	D
Tierras Agrícolas	Barbecho	Desnudo	No aplica	77	86	91	94
		Restos de cosecha	Pobre	77	85	90	93
			Bueno	74	83	88	90
	Cultivos en hilera	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
			Bueno	67	78	85	89
		En contorno	Pobre	70	79	84	88
			Bueno	65	75	82	86
	Cereales	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
			Bueno	63	75	83	87
		En contorno	Pobre	63	74	82	85
			Bueno	61	73	81	84
	Leguminosas o cultivos en rotación	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
			Bueno	58	72	81	85
		Contorno	Pobre	64	75	83	85
			Bueno	55	59	78	83

Anexo 5. Valores de CN en función del uso y cobertura del suelo establecidas por el Soil Conservation Service para pastizales y tierras forestales

Uso y Cobertura del suelo	Tipo de cobertura	Condición Hidrológicas del suelo	Grupo Hidrológico de suelo			
			A	B	C	D
Pastizales	Pastos y forrajes	Pobre	69	79	86	89
		Bueno	39	61	74	80
	Praderas	No aplica	30	58	71	78
Tierras Forestales	Bosques	Pobre	45	66	77	83
		Bueno	30	55	70	77
	Matorral-Herbazal	Pobre	48	67	77	83
		Bueno	30	48	65	73
	Tierras Silvopastoriles	Pobre	45	66	77	83
		Bueno	25	55	70	76

Anexo 6. Valores de CN en función del uso y cobertura del suelo establecidas por el Soil Conservation Service para áreas o zonas urbanizadas

Uso y Cobertura del suelo	Tipo de cobertura	Descripción	Grupo Hidrológico de suelo			
			A	B	C	D
Áreas o zonas urbanizadas	Calles carreteras y	Pavimentadas (Cunetas + Red Saneamiento)	98	98	98	98
		Pavimentadas (cunetas abiertas)	83	89	92	93
	Zonas permeables	Sin vegetación	77	86	91	94
	Espacios Abiertos (parques, campos de golf)	Pobre menor al 50% cobertura	68	79	86	89
		Normal: entre el 50 a 75% de cobertura	49	69	79	84
		Bueno: mayor al 75% de cobertura	39	61	74	80

Fuente: National Engineering Handbook Hydrology (SCS), 1986

Elaboración: Arteaga. M, 2017

Anexo 7. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) para Corrientes Naturales:
Planicies de inundación

Tipo	Descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Con pasto sin arbusto	Pastizales bajos	0.025	0.030	0.035
	Pastizales altos	0.030	0.035	0.050
Áreas cultivables	Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
	Con cultivo	0.030	0.040	0.050
Matorrales y Malezas	Escasos	0.040	0.060	0.080
	Medio	0.045	0.070	0.110
	Densos	0.070	0.100	0.160
Árboles	Sauces	0.110	0.150	0.200
	Matorrales más pastos	0.150	0.200	0.260
	Tierra despejada con troncos	0.030	0.040	0.050

Fuente: (Chow, 1994)

Elaboración: Arteaga. M, 2017

Anexo 8. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) para cauce natural

n	Descripción	Lecho	Diámetro mm	Valor
n _b	Cauces Inestables	Arena	0.2	0.012
			0.4	0.020
			0.8	0.025
	Cauces estables y planicies de inundación	Concreto	-	0.012 – 0.018
		Suelo Firme	-	0.020
		Grava	2 - 64	0.028 – 0.035
Cobble		64 – 256	0.030 – 0.050	
	Boulder	>256	0.040 – 0.070	
n	Grado de Irregularidad	Descripción		Valor
n ₁	Menor	Cauces poco degradados en buen estado pero erosionados ligeramente sus laderas laterales		0.001 – 0.005
	Moderado	Cauces dragados, lechos considerablemente removidos y moderadamente deslizados		0.006 – 0.010
	Severo	Bancos de riachuelos con poca inclinación, canales de drenaje muy erosionados y superficies irregulares.		0.011 – 0.020
n	Condiciones del cauce	Descripción		Valor
n ₂	Gradual	Cambio gradual del tamaño y forma de las secciones transversales.		0.000
	Ocasionalmente Alternante	De vez en cuando las secciones transversales grandes y pequeñas se alternan		0.001 – 0.005
	Frecuentemente Alternante	Las secciones transversales grandes y pequeñas se alternan frecuentemente.		0.010 – 0.015
n	Efectos de obstrucción	Descripción		Valor
n ₃	Insignificante	Obstrucciones dispersas como: troncos, raíces expuestas, cantos rodados que ocupan menos del 5% del área de la sección transversal.		0.000 – 0.004
	Menor	Las obstrucciones ocupan entre el 5 y 15% del área de la sección transversal, se enfatiza en objetos angulares o afilados.		0.005 – 0.015
	Apreciable	Las obstrucciones ocupan entre el 15 y 50% del área transversal, su área es suficiente para causar efectos considerables en el flujo.		0.020 – 0.030
	Severa	Las obstrucciones ocupan un área mayor al 50% de la sección transversal, y suficiente para causar efectos de turbulencia.		0.040 – 0.050
n	Vegetación	Descripción		Valor
n ₄	Pequeña	Denso crecimiento de pastos naturales, la profundidad media de flujo es por lo menos tres veces la altura de la vegetación.		0.002 – 0.010
	Media	La profundidad media de flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación, presencia de pastos y gramíneas moderada.		0.010 – 0.025
	Alta	La profundidad media de flujo es igual a la altura de la vegetación, además presencia de malezas y pastos en las laderas laterales.		0.025 – 0.050
Factor	Grado de meandricidad	Descripción		Valor
m	Menor	Relación longitudes: cauce vs. valle de 1.0 a 1.2		1.00
	Apreciable	Relación longitudes: cauce vs. valle de 1.2 a 1.5		1.15
	Severa	Relación longitudes: cauce vs. valle > a 1.5		1.30

Fuente: (Arcement & Schneider, 1984)

Elaborado por: Arteaga. M, 201

Anexo 9. Datos de precipitación (mm) registrados por las estaciones hidrometeorológicas

TIME	H1151	M5091	H1150	M5092	M5095	H0471	M0412
	W690	W640	W520	W430	W600	W370	W350
29-03-2014 12:00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00
29-03-2014 13:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29-03-2014 14:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.70
29-03-2014 15:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
29-03-2014 16:00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	0.00	1.60
29-03-2014 17:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.20
29-03-2014 18:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.50
29-03-2014 19:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.10
29-03-2014 20:00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	0.00	1.30
29-03-2014 21:00	2.70	0.20	0.30	0.00	0.00	0.00	2.80
29-03-2014 22:00	0.10	6.10	0.10	0.10	0.30	2.40	0.00
29-03-2014 23:00	2.70	28.40	0.00	0.00	0.00	0.30	0.20
30-03-2014 00:00	7.50	8.40	0.00	0.00	0.00	0.90	0.50
30-03-2014 01:00	0.60	0.00	0.00	0.10	0.20	0.10	0.70
30-03-2014 02:00	0.60	11.80	30.30	0.10	1.70	0.10	0.40
30-03-2014 03:00	0.80	6.80	39.30	0.30	0.80	1.90	0.20
30-03-2014 04:00	2.10	3.40	6.10	0.50	0.00	0.40	2.80
30-03-2014 05:00	1.20	0.30	0.50	0.40	1.10	4.40	3.50
30-03-2014 06:00	0.70	0.00	0.00	0.70	0.70	4.40	1.20
30-03-2014 07:00	0.70	0.30	0.00	1.70	0.20	0.20	1.30
30-03-2014 08:00	0.70	4.70	0.30	15.40	0.10	0.20	2.00
30-03-2014 09:00	5.20	11.70	17.80	6.60	0.00	16.30	0.70
30-03-2014 10:00	20.10	21.00	18.70	3.90	0.40	8.00	0.00
30-03-2014 11:00	8.30	26.90	14.00	3.50	0.00	6.80	0.00
30-03-2014 12:00	8.70	10.40	32.90	11.70	0.00	8.20	0.00
30-03-2014 13:00	9.20	3.50	9.60	2.40	0.00	6.10	0.00
30-03-2014 14:00	6.60	0.20	4.50	4.50	0.00	4.60	0.00
30-03-2014 15:00	1.80	0.00	2.60	2.60	0.00	2.10	0.00
30-03-2014 16:00	0.10	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
30-03-2014 17:00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00
30-03-2014 18:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30-03-2014 19:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
30-03-2014 20:00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00
30-03-2014 21:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10
30-03-2014 22:00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.10
30-03-2014 23:00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 00:00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 01:00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 02:00	3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 03:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 04:00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 05:00	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 06:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 07:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 08:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 09:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 11:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 12:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 13:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 14:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 15:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
31-03-2014 16:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00
31-03-2014 17:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80
31-03-2014 18:00	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 19:00	0.00	21.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
31-03-2014 20:00	0.00	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 21:00	0.00	1.60	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
31-03-2014 22:00	0.00	0.80	0.00	0.30	0.00	0.00	0.10
31-03-2014 23:00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00

Elaborado por: Arteaga. M, 2016

Anexo 10. Máximo nivel de agua registrado por la estación H0472-Puerto Inca



Anexo 11. Planicies de inundación consideradas para el coeficiente de Manning



Anexo 12. Meandricidad consideradas para el coeficiente de Manning

