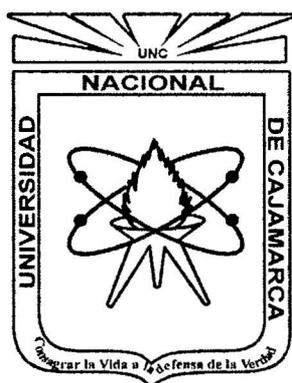


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN



DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE INUNDACIÓN POR MÁXIMA
AVENIDA DE LA QUEBRADA AMOJÚ, EN LA ZONA URBANA
DE LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Presentado por:

BACHILLER: JIMMY GABRIEL VALDIVIA GUEVARA

ASESOR: MCS. ING. ALBERTICO A. BADA ALDAVE

JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ

2014

COPYRIGHT © 2014 by
JIMMY GABRIEL VALDIVIA GUEVARA
Todos los derechos reservados

Dedicado A:

Mi madre Dora Guevara Rojas, por su ejemplo de lucha, me ha enseñado en la vida lograr cumplir con mis objetivos y metas, su apoyo incondicional y los ánimos que me brinda para seguir adelante en mi formación como persona y un profesional de éxito

Agradecimiento A:

Dios, quien me dio salud, fuerzas y muchos ánimos para que este proyecto se pueda realizar

La **UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**, que a través de sus docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, logré la formación profesional gracias a los conocimientos brindados

Mi **Asesor**, por su paciencia, comprensión y consejos que me brindó en la elaboración de este proyecto

Mis **Amigos y Familiares**, quienes de diferente forma me han apoyado incondicionalmente, para que este proyecto se pueda desarrollar

ÍNDICE

Título	Página
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Índice de tablas	vii
Índice de figuras	ix
Lista de abreviaciones	x
Resumen	xi
Abstract	xii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	4
Antecedentes teóricos de la investigación	4
Bases Teóricas	6
Cuenca Hidrográfica	6
Geometría del Cauce	11
Régimen del Flujo	12
Período de Retorno, Tr	12
Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos	13
Determinación de la Tormenta de Diseño	17
Hietograma de Diseño	25
Precipitación Total y Efectiva	25
Estimación de Caudales	29
Modelación Hidráulica en el Software HEC-RAS	32
Inundación	32
Definición de términos básicos	33
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	35
Localización	35
Ubicación política	35
Ubicación geográfica	36
Tiempo en lo que se realizó la investigación	36
Materiales y Equipos	37
Diseño metodológico	37
Identificación y selección de la unidades de análisis	41
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	42
Análisis de la cuenca hidrográfica	42
Análisis hidrológico	49

Análisis probabilístico	54
Intensidad de lluvia	56
Determinación de Caudales	58
Simulación hidráulica	61
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
Conclusiones	79
Recomendaciones	81
Referencias Bibliográficas	82
Anexos	83
Anexo A: Imágenes y fotografías	84
Anexo B: Información pluviométrica	89
Anexo C: Planos	93

ÍNDICE DE TABLAS

<u>Título</u>	<u>Página</u>
Tabla 1. Índice de Cg – Forma de la cuenca	7
Tabla 2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora	20
Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración	24
Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS	28
Tabla 5. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$)	29
Tabla 6. Áreas de cada altitud de cuenca	43
Tabla 7. Área entre elevación media de dos contornos	44
Tabla 8. Rectángulo equivalente de áreas parciales	45
Tabla 9. Índice de Pendiente	46
Tabla 10. Perfil Longitudinal del Cauce del Río	47
Tabla 11. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Jaén	50
Tabla 12. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Chontalí	50
Tabla 13. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación La Cascarilla	51
Tabla 14. Completar Datos Faltantes	51
Tabla 15. Información de Precipitaciones de la Estación La Cascarilla con datos completados	52
Tabla 16. Correlación precipitación / altitud - estaciones de la cuenca de la quebrada Amojú	52
Tabla 17. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Arial Cuenca Amojú	54
Tabla 18. Análisis Probabilístico	55
Tabla 19. Tormenta de diseño en 24 horas	55
Tabla 20. Intensidades máximas (mm/h). Estación Arial Cuenca Amojú	56
Tabla 21. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana. Cuenca Amojú	57
Tabla 22. Grupo Hidrológico de Suelo Cuenca Amojú	58
Tabla 23. Precipitación Máxima Corregida Estación Arial Cuenca Amojú	59
Tabla 24. Intensidad de Precipitación Estación Arial Cuenca Amojú	59
Tabla 25. Coeficiente de Escorrentía Estación Arial Cuenca Amojú	60
Tabla 26. Caudales en diferentes tiempos de retorno Estación Arial Cuenca Amojú	60
Tabla 27. Caudales de diseño	61

Tabla 28. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector El Parral	67
Tabla 29. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Orellana y puente Pardo y Miguel	69
Tabla 30. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Pardo y Miguel y puente Mesones Muro	71
Tabla 31. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Mesones Muro y puente Pakamuros	74
Tabla 32. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector San Camilo	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Título	Página
Figura 1. Cauce Definido y Cauce Indefinido	12
Figura 2. Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia. (Chow, 1994)	19
Figura 3. Ejemplo Hietograma de Diseño	25
Figura 4. Variables en el método SCS	26
Figura 5. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva	27
Figura 6. Vista de presentación del software HEC-RAS (Nanía – 2007)	32
Figura 7. Mapa político del Perú y la región Cajamarca	35
Figura 8. Mapa político de la Provincia de Jaén	35
Figura 9. Ubicación del tramo de la quebrada Amojú en la zona urbana de la ciudad de Jaén	36
Figura 10. Cuenca quebrada Amojú (Carta Nacional – Cajamarca)	42
Figura 11. Curva Hipsométrica	43
Figura 12. Curva de Frecuencia de Altitudes	44
Figura 13. Perfil Longitudinal	47
Figura 14. Cauces de la quebrada Amojú	48
Figura 15. Tramo del cauce más largo de la quebrada Amojú	48
Figura 16. Número de Orden de la Cuenca de la quebrada Amojú	49
Figura 17. Análisis de Regresión Polinomial de 2° grado	53
Figura 18. Curvas Intensidad–Duración–Frecuencia. Estación Ariel Amojú ...	56
Figura 19. Tramo de la Quebrara Amojú en la zona urbana de Jaén (Google Earth)	62
Figura 20. Tramo Urbano de la Quebrada Amojú en estudio	63
Figura 21. Secciones transversales de la quebrada Amojú	64
Figura 22. Perfil Longitudinal de la quebrada Amojú	65
Figura 23. Datos de los caudales en diferentes tiempos de retorno ingresados en el HEC-RAS	66
Figura 24. Sección de la quebrada en el sector El Parral de Jaén	66
Figura 25. Sección de la quebrada entre el puente Orellana y puente Pardo y Miguel	68
Figura 26. Sección de la quebrada entre el puente Pardo y Miguel y puente Mesones Muro	70
Figura 27. Sección de la quebrada entre el puente Mesones Muro y puente Pakamuros	73
Figura 28. Sección de la quebrada sector San Camilo	76
Figura 29. Vista 3D de las secciones transversales de la quebrada Amojú ...	78

LISTA DE ABREVIACIONES

HEC – RAS: Hydrologic Engineering Center – River Analysis System (Centro de Ingeniería Hidrológica - Sistema de Análisis de Río)

IDF: Intensidad – Duración – Frecuencia

NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias

NAMO: Nivel de aguas máximas ordinarias o de operación

SCS: Soil Conservation Service (Servicio de Conservación de Suelos)

SENAMHI: Servicio Nacional de meteorología e Hidrología del Perú

S. I. G.: Sistema de Información Geográfica

RESUMEN

El objetivo de esta investigación fue determinar el área de inundación en la zona urbana de la ciudad de Jaén, ocasionado por una máxima avenida de la quebrada Amojú. Se realizó un estudio hidrológico, para lo cual se recopiló información de precipitaciones máximas en 24 horas de SENAMHI, referido a las estaciones de La Cascarilla, Jaén y Chontalí, las cuales se encuentran en la cuenca en estudio, teniendo parecido en características topográficas y climáticas; también se realizó el estudio topográfico de la quebrada que pasa por la zona urbana de la ciudad de Jaén; de esta manera se realizó el modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS para un período de retorno de 10, 30, 50, 100 y 200 años, según recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC. En las secciones transversales de la quebrada se observan los niveles máximos que llegan a cubrir los caudales modelados, de esta manera se han elaborado los “Planos de áreas de inundación de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén en los tiempos de retorno de 10, 50 y 100 años”, señalando las áreas de inundación, para cada tiempo de retorno, en el tramo de la zona urbana que recorre la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén.

Palabras clave: inundación, caudal, hidrología, hidráulica

ABSTRACT

The objective of this research was to determine the floodplain in the urban area of the city of Jaén, caused by a maximum Avenue Amojú broken. A hydrological study, for which information maximum precipitation was collected in 24 hours SENAMHI, based on the seasons of the husk, Jaén and Chontali, which are found in the basin under study, bearing resemblance to topographic and climatic characteristics was performed ; topographical study of the creek running through the urban area of the city of Jaén is also performed; thus the hydraulic modeling was performed in the HEC-RAS software for a return period of 10, 30, 50, 100 and 200 years, according to recommendations of the Handbook of Hydrology, Hydraulics and Drainage MTC. In transverse sections of the creek maximum levels up to cover the modeled flows, thus observed have been drawn "Plans floodplain of Amojú creek in the city of Jaén in return times 10, 50 and 100 years, "noting inundation areas for each return time, the stretch of the urban area that crosses the creek Amojú in the city of Jaén.

Keywords: flood, flow, hydrology, hydraulics

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Jaén se encuentra dentro del valle de la quebrada Amojú, dicha quebrada se forma en una cuenca de área muy extensa, contando con un caudal variable, no llega a secarse, alcanzando precipitaciones altas en los meses de febrero, marzo, abril y mayo. La ciudad de Jaén se ha desarrollado notablemente y de forma rápida en los aspectos económicos, sociales y de crecimiento poblacional, donde una parte de la población urbana se ha visto con la necesidad de realizar la construcción de sus viviendas en las riveras de la quebrada Amojú.

Hace 21 años atrás se comenzó con la ejecución de proyectos de protección ante inundaciones de la quebrada Amojú; dichos proyectos han ido ejecutándose por tramos durante el transcurso de los años hasta la actualidad, por lo que todavía se siguen proyectando dichas obras paralelo al crecimiento poblacional de la ciudad.

Para la ejecución de obras de defensa ribereña y planeamiento urbano es primordial realizar un estudio hidrológico en la cuenca de la quebrada Amojú, así mismo hacer una modelación hidráulica, del tramo de la quebrada, ubicada en la zona urbana de la ciudad de Jaén, de esta manera se determinará el área que llegaría a inundar ante una máxima avenida de caudal de la quebrada y así estar preparados más adelante ante riesgos de inundación. Así se genera la siguiente pregunta en la formulación del problema: ¿Cuál es el área de inundación de la quebrada Amojú ante un evento de máxima avenida en la zona urbana de la ciudad de Jaén?

Formando como hipótesis que ante eventos de máxima avenida, los caudales en distintos tiempos de retorno, llegarán a originar desbordes en la quebrada Amojú, causando áreas de inundación en la zona urbana de la ciudad de Jaén.

Como variable independiente, trabajamos con la intensidad de las precipitaciones, recolectados de los datos pluviométricos de las estaciones La Cascarilla, Jaén y Chontalí, permitió calcular el caudal de máxima avenida en diferentes tiempos de retorno; junto con la topografía del tramo en estudio de la quebrada Amojú es modelado en el software HEC-RAS, lo cual nos muestra la

altura del nivel de agua en cada sección de la quebrada (tirante de escurrimiento) y de esta manera se determinó el área de inundación en el tramo urbano de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén, llegando a indicar inundaciones en zonas urbanas ubicadas en la ribera de la quebrada, lo cual ocasionaría colapso en estructuras existentes (muros de contención, puentes, casas, etc.), pérdidas sociales y económicas.

La presente investigación es de gran apoyo hacia las autoridades de la localidad, en la realización de acciones correspondientes para prevenir el colapso de los muros de encauzamiento; y para que la población ubicada en la ribera y aún en las zonas de inundación tengan conocimiento del riesgo en el que se encuentran y por ende ponerles en alerta; para que ellos mismos soliciten el apoyo correspondiente a las autoridades local, regional y nacional.

La investigación se realizó en la quebrada Amojú; en la zona urbana de la ciudad de Jaén, al determinar el área de inundación en la zona urbana nos permite medir el riesgo ante el peligro que nos indica dicho evento, según la vulnerabilidad de la población urbana frente al peligro natural.

La presente investigación tiene como objetivo Determinar el área de inundación en la zona urbana de la ciudad de Jaén, ocasionado por una máxima avenida de la quebrada Amojú.

La identificación del peligro por inundación como parte de la estimación del riesgo en el tramo de la zona urbana de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén, se desarrolló en dos partes fundamentales:

- La simulación hidrológica determinando el caudal máximo de avenida en periodos de retorno de 10, 30, 50, 100 y 200 años.
- La modelación hidráulica así se determinó el comportamiento hidráulico del cauce y las zonas o áreas de inundación que se producen en cada periodo de ocurrencia.

Esta investigación ha desarrollado el siguiente contenido, en el Cap. I una introducción al tema de investigación, en el Cap. II el marco teórico detallando antecedentes, bases teóricas de la investigación y definición de términos básicos, en el Cap. III se detalla el proceso que se ha llevado para el desarrollo

de esta investigación: localización, materiales, equipos y diseño metodológico, en el Cap. IV se ha realizado el análisis y discusión de resultados y para concluir, en el Cap. V se tienen las conclusiones y recomendaciones a las que se han llegado al término de esta investigación.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes teóricos de la investigación

Internacionales: En España, la Universidad de Murcia, a través de su Sistema de Información Científica, presenta el artículo “Estimación de Caudales de Avenidas y Delimitación de Áreas Inundables mediante Métodos Hidrometeorológicos e Hidráulicos y Técnicas S. I. G., Estudio Aplicado al Litoral Sur de la Región de Murcia” (2011). El cual se centra en el empleo combinado de datos de precipitaciones, modelos hidrológicos e hidráulicos, y temas S. I. G. para la estimación de caudales de avenidas y la delimitación de áreas inundables en el Sur de la Región Murcia. Con el fin de obtener datos espacialmente distribuidos en las áreas potenciales de inundación. La modelación hidrológica se ha realizado con software de ArcGIS y GRASS, mientras que la hidráulica ha requerido del uso de HEC-RAS. (García, 2011).

En Argentina, se realizó un trabajo en el año 2008 denominado Modelación Hidráulica de la amenaza por Crecientes en el río Chico de Nono, elaborado por la Facultad Regional Córdoba Universidad Tecnológica Nacional, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba y el Instituto Nacional del Agua, teniendo como objetivo determinar a través de una modelación hidráulica del río Chico de Nono, que caudal genera la situación de máxima amenaza, mediante el uso de diferentes herramientas de cálculo hidráulico y análisis de imágenes. Se trabajó en el tramo urbano del río en donde se determinó a través de diferentes técnicas geomorfológicas la carta de amenaza por crecientes en dicha zona, así también los niveles de inundación. La modelación hidráulica se realizó para una combinación de diez caudales en diferentes tiempos de retorno, definiendo las áreas de inundación correspondientes. (Bupo, 2008)

En México, se presentó una tesis a la Universidad de las Américas Puebla de nombre “Análisis beneficio / costo de obras de protección contra inundación, tramo del río Alseseca en la colonia Hacienda” la cual tiene como objetivo general establecer un procedimiento para la estimación del riesgo por inundación aplicado al río Alseseca en el tramo urbano de la colonia La hacienda, ciudad de Puebla. Determinando las zonas de inundación con

modelos de simulación hidrológica para cuencas y simulación hidráulica en cauces, a partir de sistemas de información geográficas y para periodos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años, determinando de esta manera el comportamiento hidráulico del cauce. La simulación hidrológica pretende sintetizar la investigación en el manejo de sistemas de información geográfica (SIG), el fenómeno hidrológico se asemeja al balance de agua en la cuenca donde la entrada son volúmenes de agua precipitados y la salida son los volúmenes del escurrimiento directo en el sitio de la descarga; La simulación hidráulica analiza el cauce para la identificación del peligro obteniendo planos de inundación para los gastos máximos de diferentes periodos de retorno ejecutados con el subprograma de Análisis de Sistemas de Ríos del Cuerpo de Ingenieros Hidrólogos del Ejército de los Estados Unidos HEC-RAS, dentro del programa WMS versión 7.1. (Solís, 2007).

El Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya – Barcelona realizó un trabajo denominado “Estudio Hidrológico – Hidráulico de la Cuenca del Guadiamar” (2006), indicando la caracterización de la cuenca desde el punto de vista hidrológico y estudiando el comportamiento hidráulico del río Guadiamar, estimando hidrogramas de avenidas a partir de información hidrológica limitada, estimándose caudales asociados a diferentes probabilidades de ocurrencia (periodo de retorno) en diversos puntos de interés de la cuenca. A partir de un modelo de simulación en régimen permanente unidimensional, así como la posibilidad de analizar cambios de régimen (rápido y lento) con el uso de software HEC – RAS y HEC – HMS, se ha analizado en primera aproximación la estabilidad del cauce, indicando los tramos del río que sufren desbordes y causan inundaciones.

Nacionales: La Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga ha elaborado un proyecto de Recuperación del río Chumbao, realizando un Planteamiento Hidráulico con el propósito de la delimitación de la Faja Marginal en un tramo del río donde se ve invasión de áreas de los álveos y riberas por viviendas, teniendo como objetivo de dicho proyecto la delimitación de la faja marginal y conservación del cauce del curso de agua y de las condiciones hidráulicas del río Chumbao. Desarrollando un análisis hidráulico modelando el

tramo del río en estudio por medio del software HEC-RAS (River Analysis System) programa cuya principal función es la delineación de planicies de inundación, es decir de calcular el nivel del agua en cada sección transversal en el tramo de un río.

Además, se cuenta con un informe final sobre el “Estudio Hidrológico de Identificación de Zonas de Riesgo en los Distritos de Lima Cercado y el Agustino, Lima Metropolitana, Provincia de Lima, Departamento de Lima, Perú”; en donde se identificaron las zonas de riesgo de inundación ante máximas avenidas en los distritos de Lima Cercado y El Agustino, Lima Metropolitana vinculados con el río Rimac. (Chavarri, 2009).

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Cuenca hidrográfica (o hídrica). Según Cárdenas (2008), es el área geográfica o porción de superficie definida en forma natural por los diversos aportes hídricos que escurren dentro de ella, ya sean por efectos de las precipitaciones o del subsuelo (nacientes) que en su conjunto o separadamente discurren a expensas de su energía potencial y por medio de colectores de distinto rango hacia un colector principal ubicado en un nivel base de menor altura. En la teoría, la delimitación sería la línea imaginaria que une los puntos de mayor altura entre dos laderas adyacentes pero opuestas, implicando una demarcación de las superficies de drenaje superficial desde su punto de emisión hasta un punto de salida en común, comúnmente llamado cauce principal, el que desembocaría en un cauce hídrico mayor, llámese éste río principal, lago o bien mar.

2.2.1.1 Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

La morfología de la cuenca se define mediante tres tipos de parámetros:

- A) Parámetros de forma
- B) Parámetros de relieve
- C) Parámetros relativos a la red hidrográfica

A. Parámetros de forma

Índice o factor de forma de la cuenca:

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir:

$$F = \frac{\text{Ancho}}{\text{Longitud}} = \frac{B}{L} \dots\dots\dots (1)$$

Índice de compacidad (coeficiente de gravelius)

Relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de otra cuenca teórica circular de la misma superficie, se expresa por la siguiente formula:

$$Cg = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (2)$$

Dónde:

Cg: Coeficiente de Gravelius

P: Perímetro de la cuenca en Km

A: Superficie de la cuenca en Km²

La forma de la cuenca se considera, según la tabla siguiente:

Tabla 1. Índice de Cg – Forma de la cuenca

Índice Cg	Forma de la cuenca
1.00 - 1.25	Redonda
1.26 - 1.50	Ovalada
1.51 - 1.75	Oblonga a rectangular

Fuente. Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

B. Parámetros de relieve

Cálculo de la elevación media:

Gráficamente la elevación media de la cuenca se obtiene, entrando con el 50% del área en el eje X, trazando una perpendicular por el punto hasta interceptar

a la curva hipsométrica. Luego por este punto trazar una horizontal hasta cortar el eje Y.

Para este caso, encontraremos la elevación media de manera numérica, utilizando la siguiente fórmula:

$$Em = \frac{\sum axe}{A} \dots\dots\dots (3)$$

Em: Elevación media

a: Área entre dos contornos

e: Elevación media entre dos contornos

A: Área total de la cuenca

Cálculo de altura media:

La altura media de la cuenca iniciando en el punto de aforo está dado por:

$$H = Em - Ho \dots\dots\dots (4)$$

Dónde:

Em: Elevación media

Ho: Cota de aforo

H: Altura media

Rectángulo equivalente:

El lado mayor del rectángulo equivalente se toma como:

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (5)$$

Coefficiente de Gravelius: $Cg = K$

Área de la cuenca (km²): A

Índice de pendiente

$$Ip = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} x \frac{1}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (6)$$

Dónde:

Ip: Índice de pendiente

n: Número de curvas de nivel existentes en el rectángulo.

ai: Cotas de las n curvas de nivel consideradas.

Bi: Fracción de la superficie total de la cuenca, comprendida entre las cotas ai - (ai-1).

L: Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente

n= 13

Pendiente de la cuenca:

Lo encontraremos por el criterio de rectángulo equivalente.

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots(7)$$

Dónde:

S: Pendiente de la cuenca

H: Desnivel total

L: Lado mayor del rectángulo equivalente

C. Parámetros relativos

Coefficiente de Fournier o coeficiente de masividad

Es un coeficiente relacionado con la erosión en la cuenca, permite diferenciar netamente cuencas de igual altura media y relieve diferentes, aun cuando no es suficiente para caracterizar la proclividad a la erosión en una cuenca, ya que da valores iguales en el caso de cuencas diferenciadas como es el caso en el que la altura media y superficie aumenten proporcionalmente.

Se representa por.

$$T = \frac{H}{L} \dots\dots\dots(8)$$

Dónde:

H: Altura media de la cuenca en Km

A: Superficie de la cuenca en Km²

Densidad de drenaje:

Está definida por la longitud de todos los cauces divididos entre el área total de la cuenca. Sin tomar en consideración otros aspectos de la cuenca, cuando mayor sea la densidad de drenaje más rápida es la respuesta de la cuenca frente a una tormenta, drenando el agua.

Se determina con la siguiente fórmula:

$$D = \frac{L_c}{A} \dots\dots\dots (9)$$

Dónde:

D: Densidad de drenaje

Lc: Sumatoria de los cauces parciales

A: Área de la cuenca

Tiempo de concentración:

Este parámetro, llamado también tiempo de equilibrio, es el tiempo que toma la partícula, hidráulicamente más lejana, en viajar hasta en punto emisor. Para ello se supone que el tiempo de duración de la lluvia es de por lo menos igual al tiempo de concentración y que se distribuye uniformemente en toda la cuenca. Este parámetro tiene estrecha relación con el volumen máximo y con el tiempo de recesión de la cuenca, tiempos de concentración muy cortos tienen volúmenes máximos intensos y recesiones muy rápidas, en cambio los tiempos de concentración más largos determinan volumen máximo más atenuado y recesiones mucho más sostenidas. Existen muchas fórmulas empíricas para estimar el tiempo de concentración de la cuenca, siendo una de las más completas la siguiente:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{(P_c)^{1/2}} \right)^{3/4} \dots\dots\dots(10)$$

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce principal en Km

Pc: Pendiente media del cauce principal de la cuenca

Número de orden de la cuenca:

Es un número que tiene relación estrecha con el número de ramificaciones de la red de drenaje. A mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos y por tanto mayor también el componente de escorrentía directa que en otra cuenca de similar área. El número de orden de una cuenca es muy vulnerable a sufrir el efecto de escala, la misma que es necesario especificar siempre.

2.2.2 Geometría del cauce. La geometría del cauce está representada por la pendiente longitudinal y por las características de la sección transversal.

- **Pendiente longitudinal.** Es uno de los factores más importantes que inciden en la capacidad que tiene el cauce para transportar sedimentos, pues afecta directamente la velocidad del agua. En los tramos de pendiente fuerte, donde las pendientes son superiores al 3 % las velocidades de flujo son altas que pueden mover como carga de fondo sedimentos de diámetros mayores a 5 cm, además de los sólidos que ruedan por desequilibrio gracias al efecto de lubricación producido por el agua.

En cauces naturales la pendiente longitudinal se mide a lo largo de la línea del agua, y no del fondo, debido a la inestabilidad e irregularidades del fondo. En los periodos que tienen un caudal más o menos estable es posible relacionar las pendientes con los caudales utilizando registros de aforos.

- **Sección transversal.** En los cauces naturales las secciones transversales son irregulares y la medición de sus características geométricas se realizan con levantamientos topográficos. La línea que une los puntos más profundos de las secciones transversales a lo largo de la corriente se denomina thalweg. En las corrientes del lecho aluvial se observan continuas variaciones en las secciones transversales y en la línea de thalweg. las magnitudes y frecuencias de estas variaciones dependen del régimen de caudales, de la capacidad de transporte de sedimentos, y del grado de estabilidad del cauce.

- **Cause definido:** cuando la corriente de estiaje fluye por un solo canal con límites bien demarcados.
- **Cause indefinido:** cuando la corriente va por pequeños cauces o brazos que se entrecruzan en una misma sección transversal.

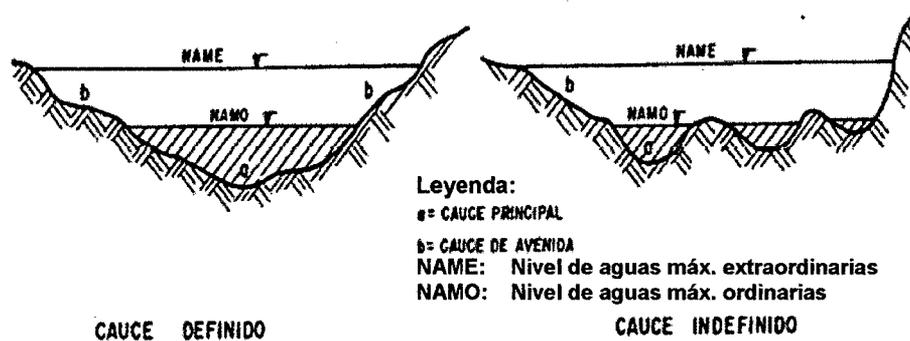


Figura 1. Cauce Definido y Cauce Indefinido

2.2.3 Régimen del flujo. El régimen de flujo es un tramo particular de una corriente natural se clasifica en función del número de Froude, el cual es una relación adimensional entre fuerzas de inercia y de gravedad. En el régimen supercrítico ($F > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo sub crítico ($F < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad de flujo. El flujo crítico ($F=1$) es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subscrito y supercrítico. (Fattorelli, 2011).

2.2.4 Período de retorno (T_r). La información hidrológica obtenida en una estación meteorológica es independiente y obedece a una distribución de probabilidades. Así se puede definir el período de retorno (T_r) como el intervalo promedio en años entre la ocurrencia de un evento y otro de igual o mayor magnitud; normalmente el período de retorno se refiere al número de veces que el evento ocurre en un tiempo (n) relativamente grande. (Chow, 1994).

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \dots\dots\dots (11)$$

2.2.5 Análisis estadístico de datos hidrológicos

2.2.5.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log Pearson tipo III
- g) Distribución Gumbel
- h) Distribución Log Gumbel

a) Distribución normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots\dots\dots (12)$$

Donde

- $f(x)$ = función densidad normal de la variable x
- X = variable independiente
- μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.
- S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

b) Distribución log normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\left[\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right]} dx \dots\dots\dots (13)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal, N (Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a $y=\log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots (14)$$

Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (15)$$

Donde Sy es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = \frac{a}{S^3 y} \dots\dots\dots (16)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots\dots\dots (17)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

c) Distribución log normal 3 parámetros

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2(\ln(x-x_0)-u_y/S_y)^2} \dots\dots (18)$$

Para $x > x_0$ Donde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

d) Distribución Gamma 2 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots(19)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Dónde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

e) Distribución Gamma 3 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots(20)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : origen de la variable x, parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

f) Distribución log Pearson tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta \gamma \tau(\gamma)} \dots\dots\dots (21)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : origen de la variable x, parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

g) Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-\beta)}} \dots\dots\dots (22)$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1.2825}{\sigma} \dots\dots\dots (23)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots\dots\dots (24)$$

Dónde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} - k\sigma_x \dots\dots\dots (25)$$

Dónde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

h) Distribución log Gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots\dots\dots (26)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (27)$$

2.2.5.2 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, en este estudio utilizaremos la segunda.

2.2.6 Determinación de la tormenta de diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

2.2.6.1 Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \dots \dots \dots (28)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos Probabilísticas. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo (Figura 2).

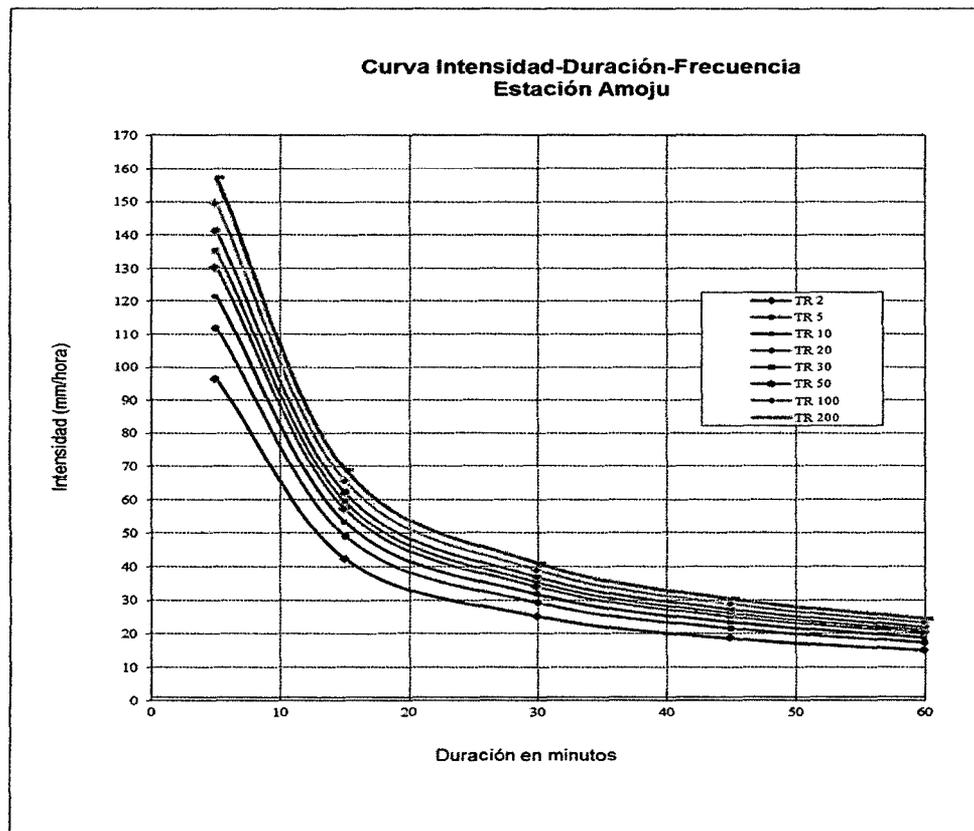


Figura 2: Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia.
Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 1 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

Duración de la Precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje, 2008

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (29)$$

Dónde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad – duración - frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots (30)$$

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Es una forma analítica propuesta por Aparicio (1997). Dicho autor plantea la alternativa de obtener una ecuación que genere las curvas IDF a través de un modelo de regresión lineal, de modo de extrapolar la ecuación generada, a zonas que carezcan de registros pluviográficos y que se encuentren relativamente cerca. Por lo que, se procede a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionado simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, para lo cual se utiliza la ecuación (30) propuesta por Aparicio (1997), la cual ha sufrido una pequeña modificación.

Donde k , m y n son constantes de regresión lineal múltiple, donde T es el periodo de retorno en años, t la duración en minutos u horas, e I la intensidad de precipitación en mm/hrs.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (30) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (32):

$$\log I = \log k + m \log T - n \log t \dots\dots\dots (31)$$

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots\dots\dots (32)$$

Dónde:

$$\left. \begin{array}{ll} Y = \log I & a_0 = \log K \\ X_1 = \log T & a_1 = m \\ X_2 = \log t & a_2 = -n \end{array} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

Deducido de la investigación de Frederick Bell (1969) que publico un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad – duración – frecuencia, a partir de datos recogidos principalmente en Estados Unidos. El argumento físico en que se apoyo es el hecho de que las lluvias extremas de menos de dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo.

La expresión matemática propuesta por Bell es la siguiente:

$$p_t^T = (0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) p_{60}^{10} \dots\dots\dots (34)$$

Dónde:

t : duración en minutos

T : periodo de retorno en años

p_t^T : precipitación caída en t minutos con periodo de retorno en T años

2.2.6.2 Tiempo de concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (35)$$

Dónde:

T_o : tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

t_f : tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés $= \sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla 2.

Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0194 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$ <p>L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S= pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3a10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice(1942)	$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California
Izzard(1946)	$t_c = \frac{525 \cdot (0.000276 \cdot i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} \cdot i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser < 3800
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C) \cdot L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7 \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I^{0.4} \cdot S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno- m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136 L^{0.6} \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo

Fuente: Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje, 2008

2.2.7 Hietograma de diseño

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (alternating block method, Chow et al).

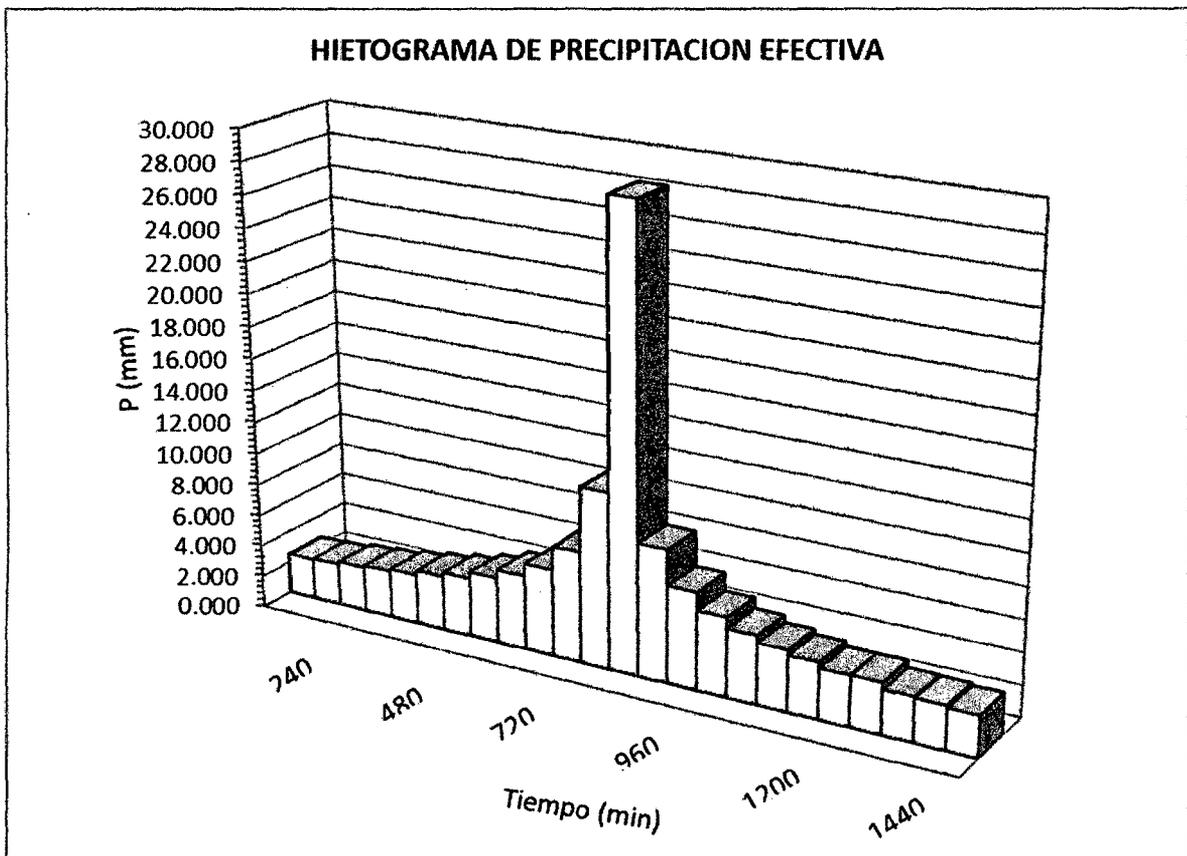


Figura 3: Ejemplo Hietograma de Diseño
Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

2.2.8 Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (Pe), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca.

La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial.

2.2.8.1 Método SCS para abstracciones.

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$.

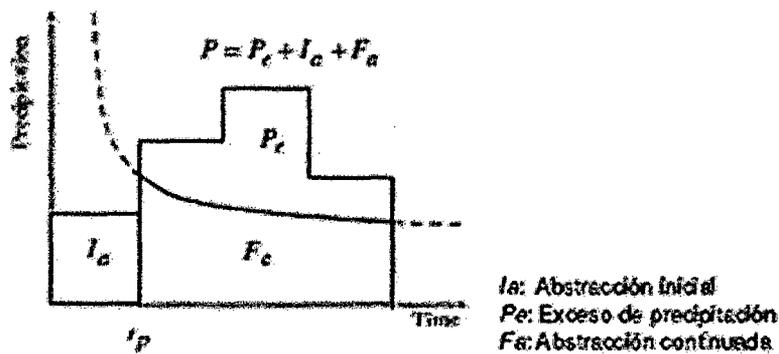


Figura 4. Variables en el método SCS.
Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \dots\dots\dots (36)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots (37)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para P_e se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \dots\dots\dots (38)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Figura 4)

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$Ia = 0.2S \dots\dots\dots (39)$$

Con base en esto:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \dots\dots\dots (40)$$

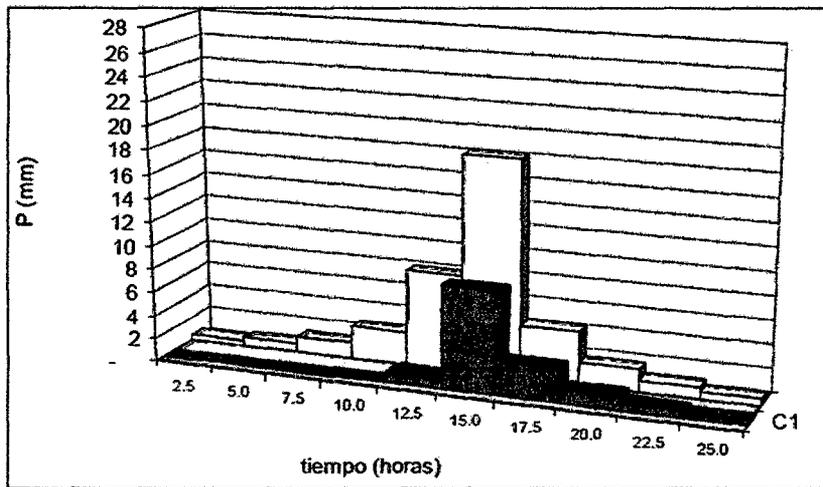


Figura 5. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva
Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 < CN < 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (41)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10-0.058CN(II)} \dots\dots\dots (42)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} \dots\dots\dots (43)$$

Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS (Soil Conservation Service)

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	estación inactiva	estación activa
I	menor que 0.5	menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	sobre 1.1	sobre 2.1

Fuente: Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje, 2008

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service (Servicio de conservación de suelos) con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Tabla 5. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $la = 0.2s$)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45	66	77	83
	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵ Grava	98	98	98	98
Tierra	76	85	89	91
	72	82	87	89

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1994)

2.2.9 Estimación de caudales.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc., según el ítem 2.2.5.1.

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la

lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

Existen muchas metodologías para estimar el caudal tal como: Método IILA, Método Racional, Método Racional Modificado, Hidrograma Unitario, etc. En este estudio trabajaremos con el método Racional Modificado.

2.2.9.1 Método racional modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 CIAK \dots\dots\dots (44)$$

Dónde:

- Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)
- C : Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.
- I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
- A : Área de la cuenca (Km²)
- K : Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

A) Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76} \dots\dots\dots (45)$$

Dónde:

- L= Longitud del cauce mayor (km)
- S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

B) Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \dots\dots\dots (46)$$

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración (horas)

C) Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (K_A)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15) \dots\dots\dots(47)$$

Dónde:

A : Área de la cuenca (Km^2)

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = k_A P_d \dots\dots\dots(48)$$

Dónde:

k_A : Factor reductor

Pd : Precipitación máxima diaria (mm)

E) Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \dots\dots\dots(49)$$

Dónde:

P : Precipitación máxima corregida (mm)

Tc : Tiempo de concentración (horas)

F) Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2} \dots\dots\dots(50)$$

Dónde:

Pd : Precipitación máxima diaria (mm)

Po . Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN : Número de curva

2.2.10 Modelación hidráulica en el software HEC-RAS: El programa Hec-Ras es un modelo hidráulico unidimensional creado por la USACE (United States Army Corps of Engineers), de libre distribución. Estos programas y aplicaciones son muy importantes para el trabajo ingeniería/fluvia actual, pero no se debe olvidar que únicamente son elementos complementarios (pre y post proceso) de los verdaderos motores de cálculo hidráulico (Hec-Ras) e hidrológico (Hec-Hms). Un conocimiento a fondo de estos últimos programas es indispensable para la resolución de problemas fluviales.

Un estudio hidráulico consta de dos elementos fundamentales, que son por un lado la geometría del cauce, y por otra, las condiciones de flujo, definidas por el caudal y las condiciones de contorno. La combinación de distintas geometrías y condiciones de flujo provoca diferentes resultados, que pueden ser analizados por separado o conjuntamente. Esta es la filosofía de la estructura del proyecto Hec-Ras, donde un único proyecto puede contener multiplicidad de cálculos distintos. (Nanía, 2007)

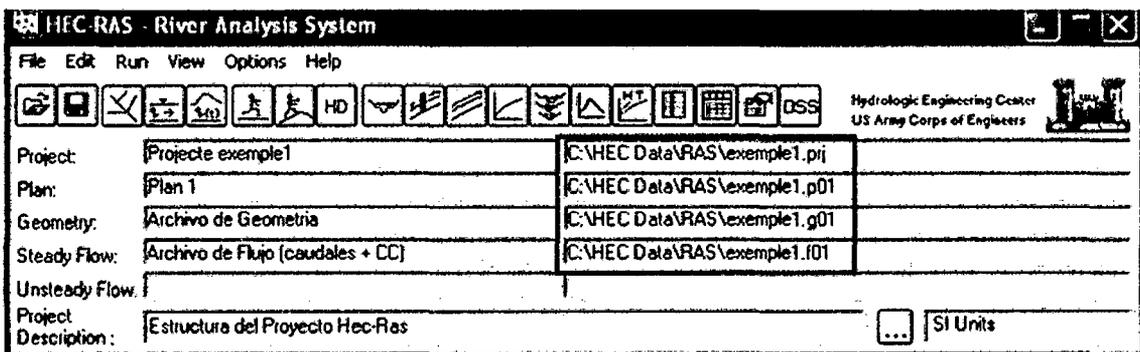


Figura 6. Vista de presentación del software HEC-RAS

Fuente: Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1 (Nanía, 2007)

2.2.11 Inundación: Condición temporaria de ocupación parcial o completa de tierras generalmente secas por parte del agua proveniente del desborde de un río o arroyo, y/o la acumulación inusual de agua desde cualquier fuente.

Se desprende que no todas las crecidas (naturales o artificiales) provocan inundaciones.

Teniendo los siguientes tipos de inundaciones (Hernández, 2011):

- Inundaciones locales. Se presentan por lo regular durante el temporal de lluvias en forma de precipitaciones altamente convectivas de gran intensidad y magnitud, sobre áreas pequeñas y de corta duración. Se originan a partir de tormentas y depresiones temporales y exacerbadas por saturación o suelos impermeables.
- Inundaciones por desbordamiento de ríos. Ocurre cuando el volumen del caudal de un cause excede su capacidad y tiende a desbordarse, o bien, cuando la carga de aguas arriba es demasiada. Su formación es a partir de intensas precipitaciones y se incrementan por las condiciones de suelo, cubierta vegetal y uso del suelo, también se puede considerar a través de la mala operación de sistemas hidráulicos.
- Inundaciones costeras. Éstas son producto de mareas altas, tormentas y tsunamis, propiciadas por depresiones tropicales, ciclones y sismos, que provocan inundaciones en las costas, áreas urbanas ubicadas en estuarios y zonas cercanas a los océanos o mares.

2.3 Definición de términos básicos. Según Chow (1994).

- a) **Topografía:** La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Es plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre; en el ámbito urbano, es la descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.
- b) **Cauce:** El cauce o lecho fluvial es la parte del fondo de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confín físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.
- c) **Pendiente:** Una pendiente es un declive del terreno y la inclinación, respecto a la horizontal, de una vertiente.
- d) **Estación pluviométrica:** Estaciones de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado.

- e) **Caudal:** Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado.
- f) **Área de Inundación:** Zonas inundadas de áreas habitacionales en distintos tiempos de retorno del caudal mostrando daño de zona urbana en estudio.

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Localización

3.1.1 Ubicación política

La investigación se realizó a lo largo del tramo de la quebrada Amojú en la zona urbana de la ciudad de Jaén, provincia de Jaén, Región Cajamarca.

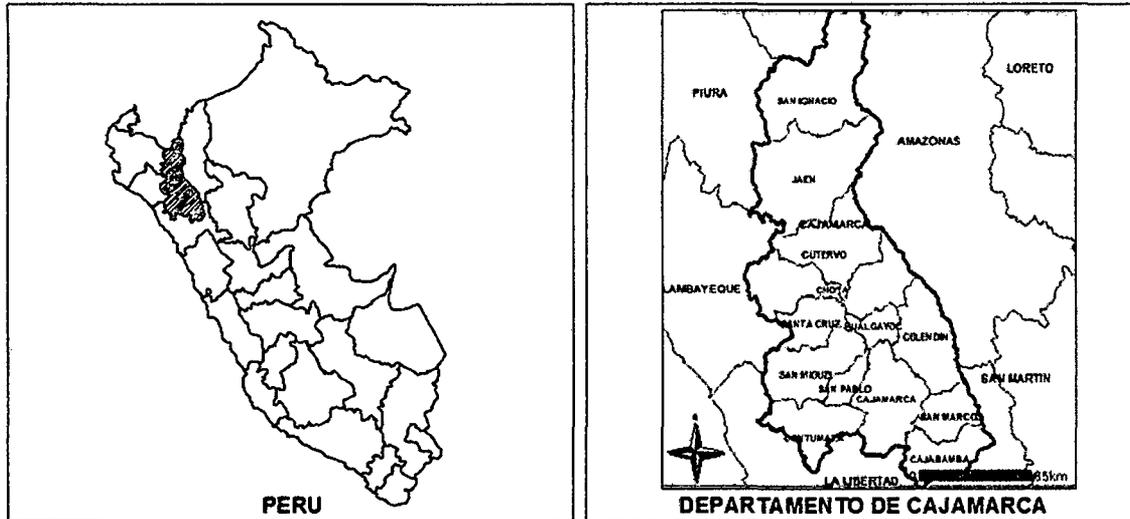
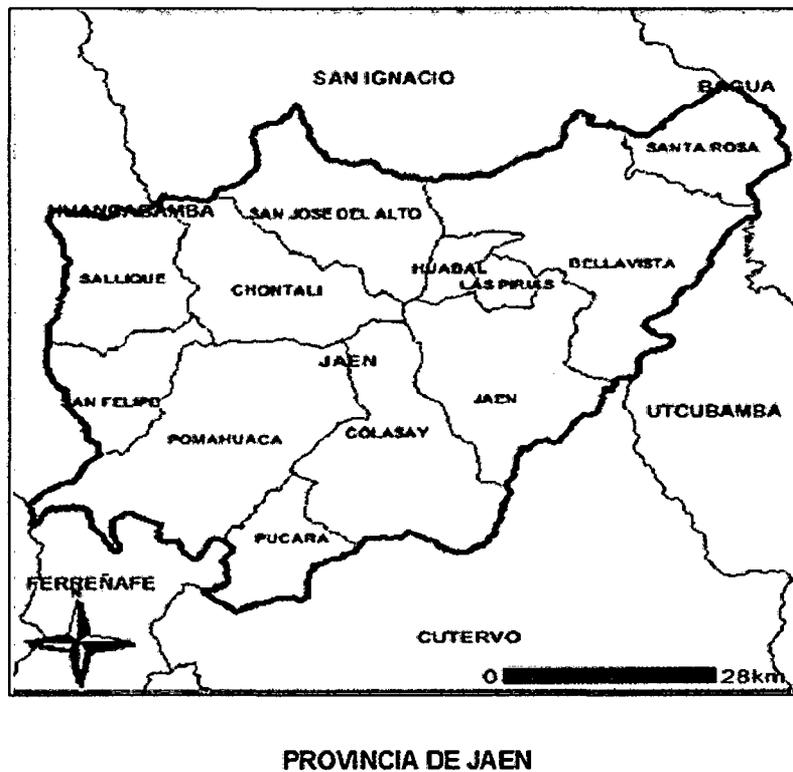


Figura 7. Mapa político del Perú y la región Cajamarca.



PROVINCIA DE JAÉN

Figura 8. Mapa político de la Provincia de Jaén.

3.1.2 Ubicación geográfica

El tramo de la quebrada en estudio está ubicado desde el sector El Parral hasta el sector San Camilo, siendo un total de 2 807,74 metros lineales de quebrada Amojú. Ubicado en las siguientes coordenadas del sistema UTM, Datum WGS 84, huso 17, zona m.

Sector El Parral: 741 458,89 E - 9 368 391,08 N

Sector San Camilo: 743 994,67 E - 9 369 312,13 N

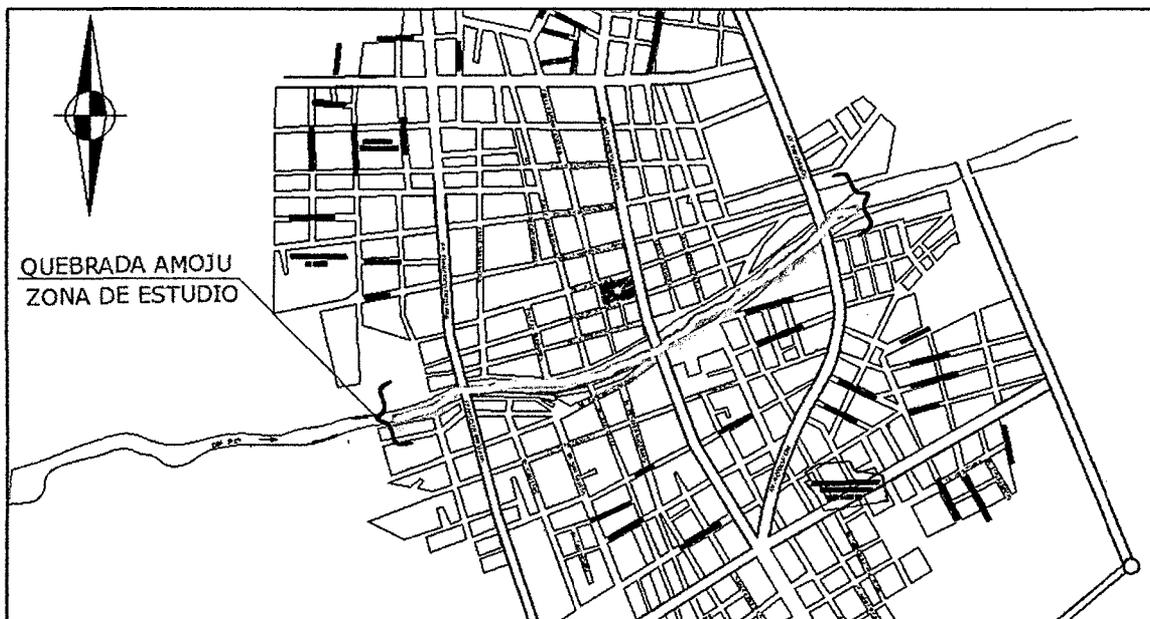


Figura 9. Ubicación del tramo de la quebrada Amojú en la zona urbana de la ciudad de Jaén.

3.1.3 Tiempo en la que se realizó la investigación.

El tiempo en la cual se realizó la investigación comprende desde la tercera semana del mes de julio hasta la primera semana del mes de noviembre del año 2 014.

3.2 Materiales y Equipos

Los materiales y equipos que se usaron en la investigación son los siguientes:

a. Materiales:

- Carta Geográfica de la región Cajamarca, escala 1/100 000. (Delimitación geométrica de la cuenca quebrada Amojú).
- Plano topográfico catastral de la ciudad de Jaén 2013, escala 1/5 000

b. Equipos:

- Estación Total marca Trimble, modelo L4. Incluido trípode de aluminio más 03 primas.
- GPS navegador marca Garmin, modelo GPSmap 62s.
- Cámara fotográfica digital marca Canon.
- Wincha de lámina de vidrio marca Stanley (60,00 m.)
- Wincha de aluminio marca Stanley (5,00 m.)

3.3 Diseño metodológico

En el mes de mayo han ocurrido eventos de desborde de la quebrada, siendo afectado el sector El Parral en el tema de socavación en el margen izquierdo de la quebrada y sedimentos en el resto del tramo de la quebrada acumulándose en la parte baja del sector San Camilo; mostrando estos efectos originados en las imágenes de anexos.

Se hizo un diagnóstico a lo largo de la quebrada Amojú, desde el sector El Parral hasta el sector San Camilo, tramo urbano de dicha quebrada, siendo un total de 2 807,74 metros lineales de estudio, donde se observó un gran acumulo de sedimentos en toda la longitud de la quebrada, secciones angostas en ciertos tramos con muros de contención; dichas características se observan en las curvas de nivel y dibujos señalados en el plano topográfico de anexos.

Seguidamente se buscó la carta nacional de Cajamarca, donde se ubicó la cuenca de la quebrada Amojú, el cual se delimito según las curvas a nivel teniendo en cuenta un punto más bajo, en este caso se consideró el sector San Camilo, el sustento del punto tomado es de esta manera incluir dentro de la cuenca el tramo de estudio, además este estudio hidrológico se ha realizado con criterio ingenieril. Además se definieron los "Parámetros Geomorfológicos

de la Cuenca Hidrográfica”, detallando de esta manera la forma, el relieve y parámetros relativos como el coeficiente de masividad, densidad de drenaje, tiempo de concentración y número de orden de la cuenca en estudio. (Fuente: Hidrología Aplicada - Ven te Chow)

Luego de obtener información pluviométrica de precipitaciones máximas en 24 horas (mm) de estaciones meteorológicas que se encuentren dentro de área de la cuenca en estudio, se ha obtenido dicha información de 3 estaciones, 2 de las cuales se encuentran dentro del área de la cuenca, como son: la Estación **La Cascarilla** de Lat. 5°40'18.3" S, Long. 78°53'51.6" W y Alt. 2 005 msnm, de la cual se ha obtenido información de datos desde el año 1993 – 2013; Estación **Jaén** de Lat. 5°40'39" S, Long. 78°46'46" W y Alt. 654 msnm, de la cual se ha obtenido información de datos también desde el año 1993 – 2013; además se ha trabajado con información de datos de precipitaciones máximas en 24 horas (mm) de la Estación **Chontalí** de Lat. 5°38' 37" S, Long. 79°5'5" W y Alt. 1 627 msnm, información de datos de los años 1993 – 2013. Se ha escogido estas tres estaciones con datos reales obtenidos de las oficinas del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI, basándose en el criterio de que estas estaciones están dentro de cuenca en estudio, la tercera estación Chontalí tiene características topográficas y climatológicas semejantes al del área de estudio, según el Manual de Hidrología Hidráulica y drenaje.

Nota: Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Se ha revisado detalladamente la información brindada con el fin de completar datos faltantes, encontrando de esta manera completar datos faltantes en la estación La Cascarilla del mes de julio del año 1 995 empleando la Ec. 51. (ver Tabla 14 y Tabla 15).

Una vez completado la información faltante, de la información obtenida de las 3 estaciones meteorológicas se desarrolla una correlación Precipitación / Altitud y así obtener una **Estación Arial de la Cuenca Amojú**, por medio de las precipitaciones medias anuales y la altitud de cada estación, tal como se

detalla en la Tabla 19 y Figura 13, obteniendo un factor de altitud aplicado en cada dato de precipitación máxima en 24 horas de la Estación de La Cascarilla, siendo la estación que se encuentra en la parte central de la cuenca, obteniendo de esta manera la Estación Aerial Cuenca Amojú (Tabla 20).

Luego se procedió a calcular la precipitación máxima de cada año, seguidamente se realizó el análisis estadístico de los datos históricos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximas de cada año) con las funciones de distribución de probabilidad teóricas recomendadas por el Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gumbel

Se trabajó con las cuatro funciones anteriores (más utilizadas en los estudios), tomar en cuenta que las cuatro funciones siguientes también son recomendables utilizar:

- e) Distribución Log Gumbel
- f) Distribución Gamma 2 parámetros
- g) Distribución Gamma 3 parámetros
- h) Distribución Log Pearson tipo III

Se realiza la prueba de bondad de Ajuste por medio de un Análisis Probabilístico; dicho análisis sirve para comprobar la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste de esta manera por criterio se elige la función Log Normal 3 parámetros; obteniendo mediante un proceso estadístico las precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 y 200 años; dichas precipitaciones me sirvieron para construir las curvas IDF mediante el Modelo Frederich Bell (1969) (Ítem 2.2.6.1), para duraciones de 5, 10, 20, 30, ... y 120 minutos y los diferentes Periodos de Retorno mencionados anteriormente, mediante la Ec. 30, aplicamos logaritmos a dicha ecuación llegamos a un modelo de regresión lineal múltiple Ec.31, donde despejamos las

expresiones Ec.33, con las cuales hallamos los valores de k , m y n respectivamente; con las cuales hallaremos las intensidades para diferentes duraciones y tiempos de retornos aplicando la Ec.30 (Tabla 23) y de esta manera se grafican las curvas IDF (Figura 14).

Seguidamente se calcula el Número Adimensional de Curvas (CN), empleando las ecuaciones 41, 42 y 43 del ítem 2.2.8.1; Haciendo un recorrido por la cuenca de la quebrada Amojú se ha determinado los números de curva para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana, empleando la las características de la Tabla 4. Determinando así los grupos hidrológicos de la cuenca Amojú (ver Tabla 24).

Para terminar con el estudio hidrológico se determinó los caudales de la quebrada Amojú empleando el Método Racional Modificado (Ítem 2.2.9.1), así mismo se determina el Tiempo de Concentración (Ec. 45), Coeficiente de Uniformidad (Ec. 46), Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (Ec. 47), la Precipitación Máxima Corregida (Ec. 48 y Tabla 26), Intensidad de Precipitación (Ec. 49 y Tabla 27), Coeficiente de Escorrentía (Ec. 50 y Tabla 28), una vez desarrollado y encontrado los resultados de las ecuaciones anteriores, aplicamos la Ec. 44, observando en la Tabla 29 los resultados de los Caudales para los diferentes Tiempos de Retorno.

Luego se ha desarrollado la simulación hidráulica utilizando la información topográfica e hidrológica, por medio del software HEC-RAS, ingresando las secciones topográficas de la quebrada en estudio, agregando los coeficientes de Manning según indica el terreno de la sección, para luego ingresar los caudales en 5 tiempos de retorno: TR10, TR30, TR50, TR100 y TR200, respectivamente (Figura 19). Una vez ingresado dicha información proseguimos a modelar, dando como resultados los niveles máximos de agua en cada sección, de tal manera cada sección es trabajada junto con el plano en planta catastral de la ciudad de Jaén marcando las áreas de inundación, tal como se mostraran en las figuras del 20 al 24, así como el plano de nombre: "Plano de áreas de inundación de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén en los tiempos de retorno de 10, 50 y 100 años" mostrado en anexos.

Según lo indicado anteriormente, la metodología trabajada en la investigación es de tipo correlacional, de IV nivel, de diseño cuasi experimental, método descriptivo – estudios correlacionales; usando como población de la investigación la quebrada Amojú; tomando como muestra el tramo de la quebrada Amojú que cruza la zona urbana de la ciudad de Jaén.

3.4 Identificación y selección de las unidades de análisis

La identificación del peligro por inundación como parte de la estimación del riesgo en el tramo de la zona urbana de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén, se desarrolla en dos partes fundamentales:

- La simulación hidrológica tiene como objetivo determinar el caudal máximo de la avenida en periodos de retorno de 10, 30, 50, 100 y 200 años.
- La simulación hidráulica tiene como objetivo determinar el comportamiento hidráulico del cauce y las zonas o áreas de inundación que se producen en cada periodo de ocurrencia.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de la cuenca hidrográfica. Las características fisiográficas que afectan la respuesta de una cuenca son: área, tipo y uso de suelo, orientación, forma, pendiente, elevación y la red de drenaje. La determinación de las diferentes características fisiográficas se hace sobre fotografías áreas (fotointerpretación) y planos topográficos.

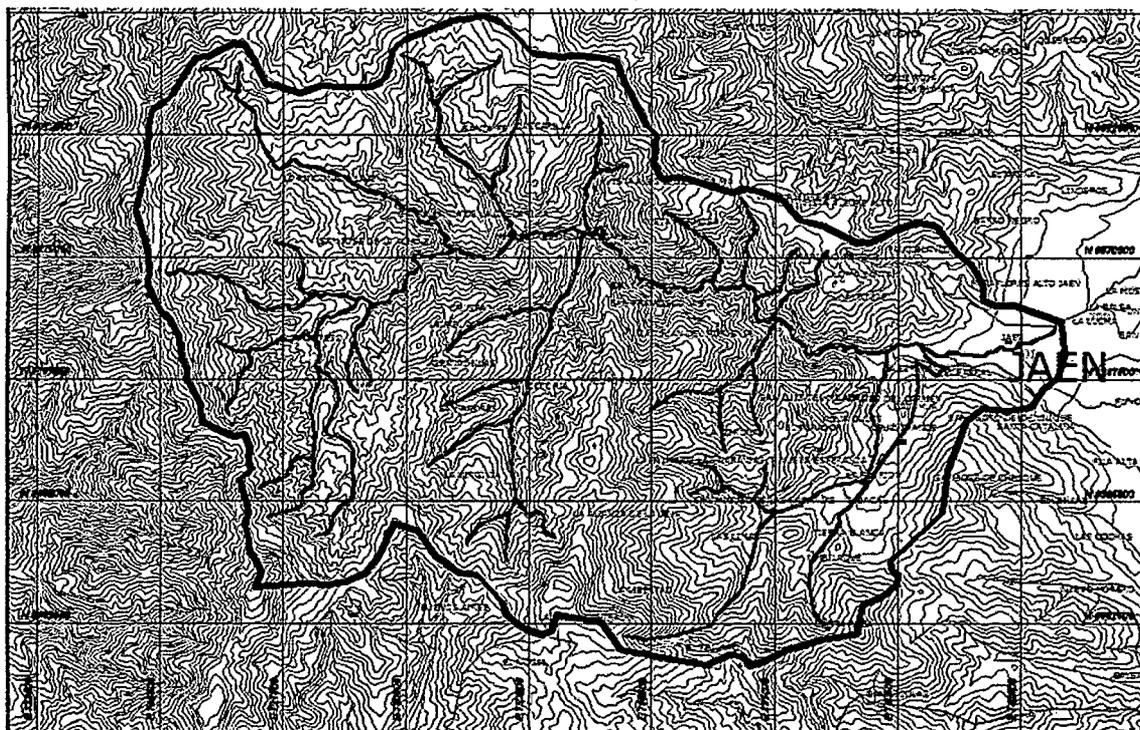


Figura 10. Cuenca quebrada Amojú (Carta Nacional – Cajamarca).

4.1.1 Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

A. Parámetros de forma:

Área: 159,4182 km²

Perímetro: 58,4366 km

Ancho de la cuenca: 8965,6493 m

Largo de la cuenca: 19012,784 m

Factor de forma (F): 0.47

Realizando el cálculo tenemos: Área: 150,2429 Km²

Perímetro: 58,4366 km

C. Gravelius 1.33

Según el valor del Cg, se determina que la cuenca es de "Forma Ovalada".

B. Parámetros de relieve:

Cálculos para la obtención de la curva hipsométrica

Tabla 6. Áreas de cada altitud de cuenca.

Altitud (msnm)	Áreas Parciales (Km ²)	Áreas Acumuladas (Km ²)	Áreas que quedan sobre las altitudes (Km ²)	% del total	% del total que queda sobre la altitud
800	0,0000	0,0000	150,2429	0,0000	100,0000
1000	5,7428	5,7428	144,5001	3,8224	96,1776
1200	9,6318	15,3746	134,8683	6,4108	89,7668
1400	14,1159	29,4905	120,7524	9,3954	80,3715
1600	16,3197	45,8102	104,4327	10,8622	69,5093
1800	19,3223	65,1324	85,1105	12,8607	56,6486
2000	29,8633	94,9957	55,2471	19,8767	36,7719
2200	26,6591	121,6548	28,5881	17,7440	19,0279
2400	17,2487	138,9035	11,3394	11,4806	7,5474
2600	7,4241	146,3276	3,9153	4,9414	2,6060
2800	2,7935	149,1211	1,1218	1,8593	0,7466
3000	1,1218	150,2429	0,0000	0,7466	0,0000
Suma	150,2429				

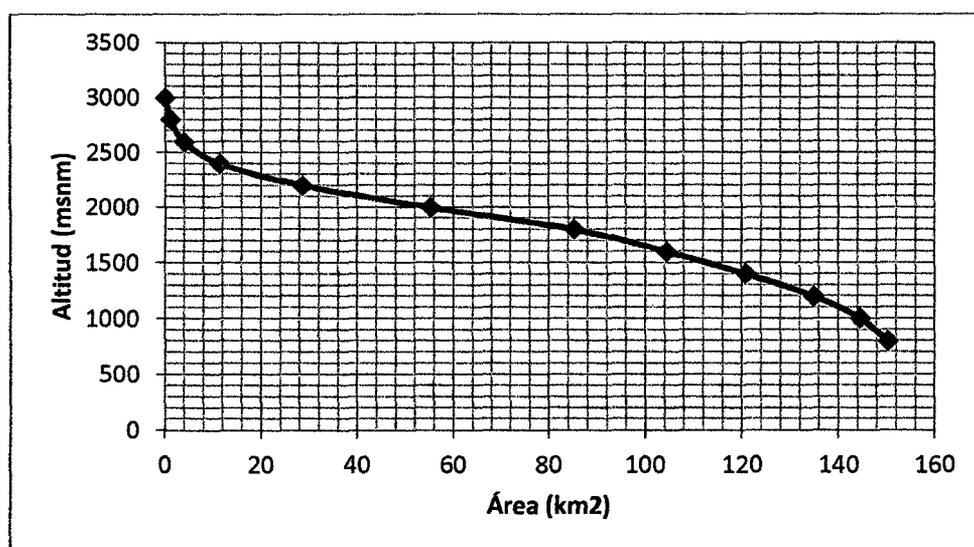


Figura 11. Curva Hipsométrica.

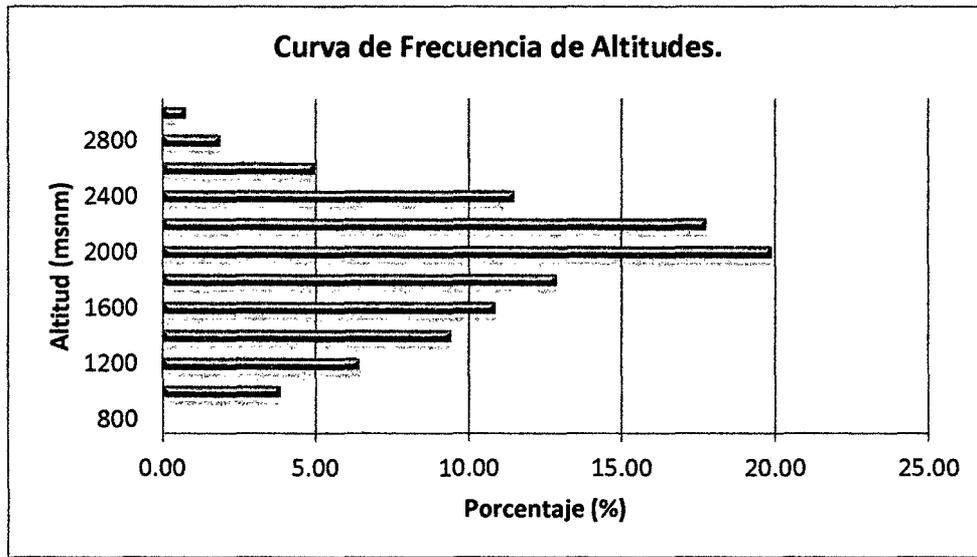


Figura 12. Curva de Frecuencia de Altitudes.

Cálculo de la elevación media:

Tabla 7. Área entre elevación media de dos contornos

a (km ²)	e (msnm)	a*e
5,74	900,00	5168,54
9,63	1100,00	10594,97
14,12	1300,00	18350,62
16,32	1500,00	24479,54
19,32	1700,00	32847,84
29,86	1900,00	56740,29
26,66	2100,00	55984,05
17,25	2300,00	39672,05
7,42	2500,00	18560,17
2,79	2700,00	7542,56
1,12	2900,00	3253,08
Σ 150,24		Σ 273193,69
Em:	1818	msnm

Cálculo de altura media:

Em: 1818 msnm

Ho: 800 msnm

H: 1018 m, igual a: 1,018 km

Rectángulo equivalente:

Coefficiente de Gravelius: 1,33

Área de la cuenca (A): 159,4182 Km²

El lado mayor del rectángulo equivalente se toma como:

$$C_g = K$$

$$L = 23,24 \text{ km}$$

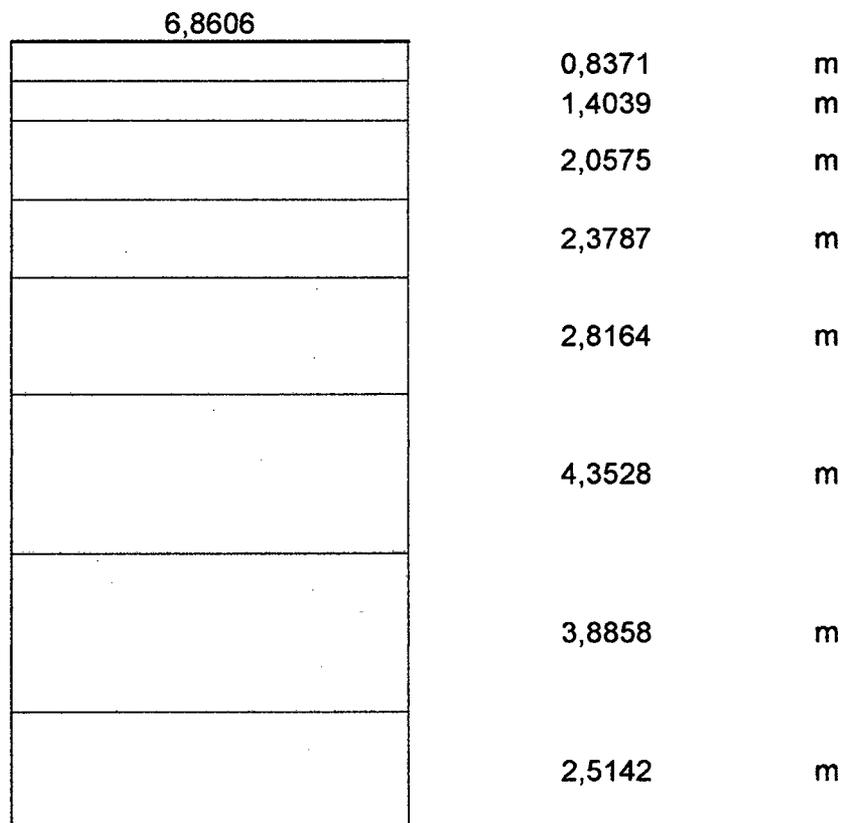
El lado menor del rectángulo equivalente se toma como:

$$l = 6,8606 \text{ km}$$

Tabla 8. Rectángulo equivalente de áreas parciales.

Nº	Cota (msnm)	Áreas Parciales (km ²)	Li (km)	Longitud Menor (km)	Longitud acumulada (km)
1	1000	5,7428	0,8371	6,8606	0,8371
2	1200	9,6318	1,4039	6,8606	2,2410
3	1400	14,1159	2,0575	6,8606	4,2985
4	1600	16,3197	2,3787	6,8606	6,6772
5	1800	19,3223	2,8164	6,8606	9,4936
6	2000	29,8633	4,3528	6,8606	13,8465
7	2200	26,6591	3,8858	6,8606	17,7323
8	2400	17,2487	2,5142	6,8606	20,2464
9	2600	7,4241	1,0821	6,8606	21,3285
10	2800	2,7935	0,4072	6,8606	21,7357
11	3000	1,1218	0,1635	6,8606	21,8992

Representación gráfica del rectángulo equivalente



1,0821 m
0,4072 m
0,1635 m

Índice de pendiente

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})} \times \frac{1}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots(6)$$

Tabla 9. Índice de Pendiente

Cotas	Áreas parciales (ai)-km	Área total (km2)	Longitud (km)	(Bi*(ai- (ai-1)))^0.5	1/(L^0.5)	Ip=e*f
800	0,0000	159,4182	23,2366		0,2075	0,0000
1000	5,7428	159,4182	23,2366	2,6842	0,2075	0,5568
1200	9,6318	159,4182	23,2366	3,4762	0,2075	0,7211
1400	14,1159	159,4182	23,2366	4,2082	0,2075	0,8730
1600	16,3197	159,4182	23,2366	4,5248	0,2075	0,9387
1800	19,3223	159,4182	23,2366	4,9235	0,2075	1,0214
2000	29,8633	159,4182	23,2366	6,1209	0,2075	1,2698
2200	26,6591	159,4182	23,2366	5,7832	0,2075	1,1997
2400	17,2487	159,4182	23,2366	4,6518	0,2075	0,9650
2600	7,4241	159,4182	23,2366	3,0519	0,2075	0,6331
2800	2,7935	159,4182	23,2366	1,8721	0,2075	0,3884
3000	1,1218	159,4182	23,2366	1,1863	0,2075	0,2461
					Ind. Pend.	8,8131

Pendiente de la cuenca:

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots(7)$$

H: 2,20 km
L: 23,24 km
S = 0,0947 igual 9,47%

Perfil longitudinal del cauce del río

Tabla 10. Perfil Longitudinal del Cauce del Río

curva de nivel	Cota menor (msnm)	Cota mayor (msnm)	Diferencia entre cotas (Ah)	Longitud del tramo (m)	Longitud acumulada
1	800	1000	200	2638,4136	2638,4136
2	1000	1200	200	2831,3732	5469,7868
3	1200	1400	200	3001,1511	8470,9379
4	1400	1600	200	2491,3253	10962,263
5	1600	1800	200	2332,5277	13294,791
6	1800	2000	200	1972,5702	15267,361
7	2000	2200	200	1839,7542	17107,115
8	2200	2400	200	1097,9062	18205,022
9	2400	2600	200	867,6204	19072,642
10	2600	2800	200	402,4524	19475,094
11	2800	3000	200	349,4305	19824,525

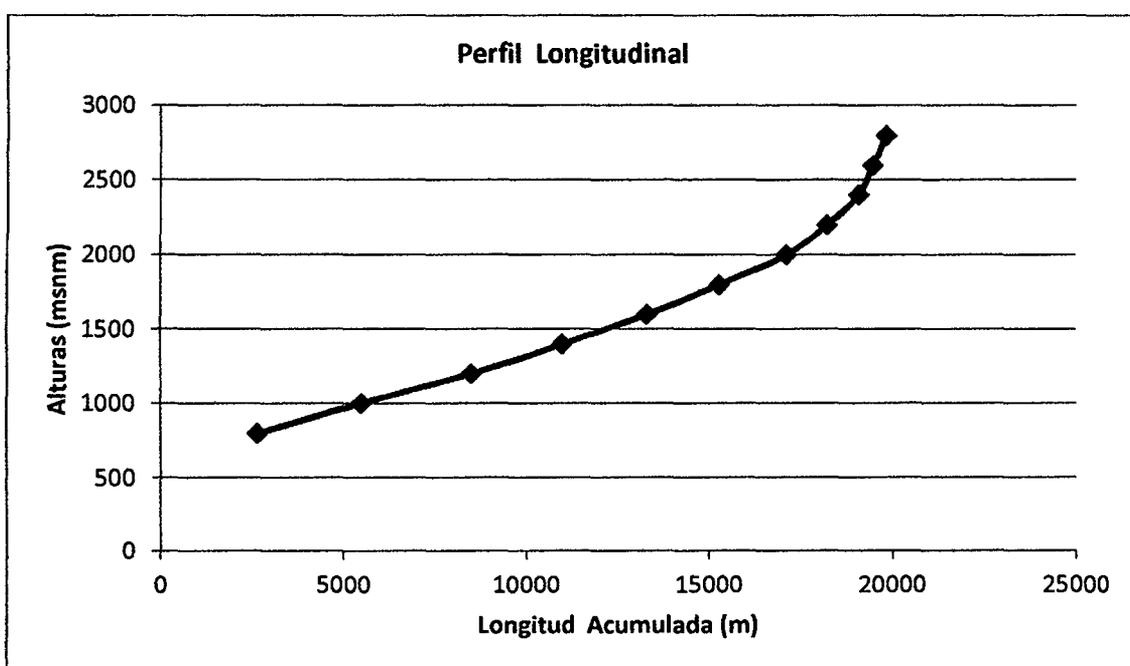


Figura 13. Perfil Longitudinal

C. Parámetros relativos

Coefficiente de Fournier o coeficiente de masividad:

Altura Media o Em (H): 1,0183 km

Superficie cuenca (A): 159,4182 km²

Coefic. de masividad (T): 0,01

Densidad de drenaje:

Lc: 25,0211 km
A: 159,4182 km²
D: 0,16 1/km

El tramo más largo del cauce, está dado según la imagen mostrada:

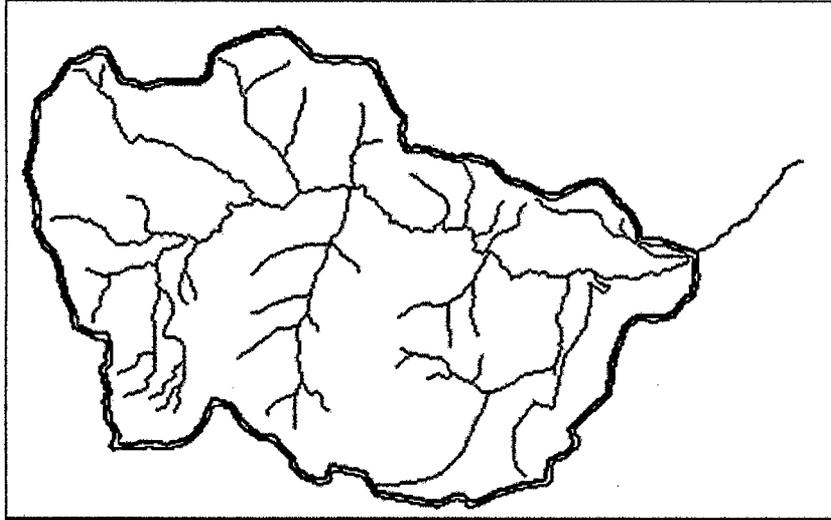


Figura 14. Cauces de la quebrada Amojú

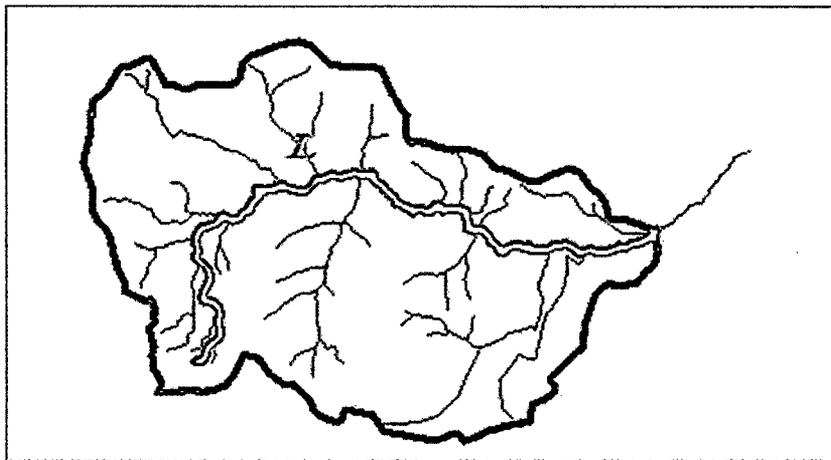


Figura 15. Tramo del cauce más largo de la quebrada Amojú

Longitud del cauce (L): 25,02 km
Diferencia de cotas (H): 2,20 km
Pendiente del cauce (S): 0,0879 Igual 8,79%

Tiempo de concentración:

L: 25,02 km
Pc: 0,0879 igual a 8,79%

Tc: 5,50 horas

Número de orden de la cuenca:

Cuenca de Orden 03.

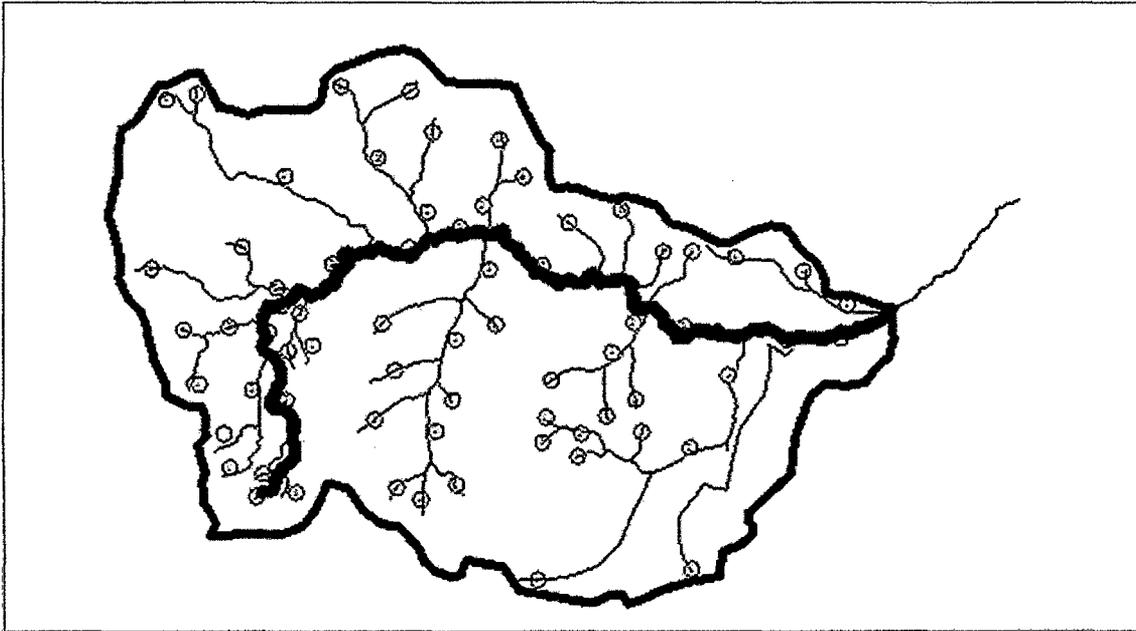


Figura 16. Número de Orden de la Cuenca de la quebrada Amojú

4.2 Análisis hidrológico

La información sobre las precipitaciones registradas en 24 horas en la zona de estudio se obtiene de tres estaciones meteorológicas (Jaén, La Cascarilla y Chontalí), Las estaciones miden las tormentas con pluviómetros con lecturas cada 24 horas.

El análisis estadístico consiste en obtener los parámetros de tendencia central, desviación estándar y asimetría, tomando como muestra las precipitaciones máximas en 24 horas, en cada uno de los registros históricos.

Tabla 11. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Jaén

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATIVA



ESTACION : JAEN / CP - 252/DRE - 02 LAT.: 5°40'39" "S" DPTO: CAJAMARCA
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. 78°46'46" "W" PROV: JAEN
 ALT: 654 msnm DIST. JAEN

INFORMACIÓN PLUVIOMETRICA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	7,87	62,56	45,19	11,78	18,82	7,73	4,67	36,10	72,94	24,81	38,85	30,44
1994	14,70	58,46	35,44	57,94	13,87	12,24	6,56	4,75	48,20	7,54	17,39	14,06
1995	4,94	25,51	23,81	22,74	10,18	4,60	10,26	56,98	7,81	9,52	41,22	36,00
1996	7,90	25,70	18,00	11,20	16,50	14,70	0,50	6,70	13,70	19,80	18,40	38,00
1997	11,00	16,70	14,40	30,00	9,66	4,24	7,41	11,97	13,34	23,74	31,61	33,94
1998	26,59	76,25	41,16	37,27	31,44	18,50	3,10	21,82	23,25	29,68	35,65	15,39
1999	24,97	73,60	17,34	16,95	20,36	17,86	5,91	6,16	27,57	24,92	23,13	44,23
2000	7,10	70,45	49,15	39,80	67,99	18,06	8,18	75,14	40,81	3,61	10,89	18,02
2001	33,88	32,71	26,26	22,64	14,83	3,29	7,08	77,94	61,48	10,96	75,31	17,95
2002	7,26	31,63	38,37	18,24	27,04	4,05	12,70	1,26	8,14	25,28	34,01	29,71
2003	6,93	54,34	15,18	15,46	17,14	28,03	8,93	2,30	11,12	15,67	37,01	17,92
2004	7,50	6,80	17,70	30,60	38,10	18,00	2,40	7,20	17,00	19,40	18,20	12,00
2005	6,50	42,00	36,20	31,00	10,20	18,30	1,90	14,50	18,70	27,90	78,50	31,50
2006	18,50	38,70	23,00	9,40	13,50	26,50	1,30	8,50	5,60	11,70	15,50	16,00
2007	7,60	27,00	32,50	29,00	29,30	13,00	27,20	7,50	7,20	45,90	38,90	22,60
2008	17,00	37,20	63,70	10,20	15,80	26,90	17,40	3,40	9,93	24,57	77,48	9,96
2009	21,47	54,12	29,48	13,67	22,19	8,30	8,30	14,64	14,52	20,23	59,48	23,59
2010	16,60	32,80	5,50	41,50	12,50	13,30	4,00	22,90	10,70	24,00	12,10	30,00
2011	25,50	39,50	48,90	39,80	70,60	4,50	21,80	5,80	2,50	30,80	23,50	38,70
2012	23,80	32,60	22,50	27,50	7,80	17,00	6,40	6,80	5,20	26,00	23,20	12,20
2013	9,40	47,00	10,30	18,80	12,90	9,00	6,40	7,40	14,00	56,90	0,70	18,60
SUMA	307,01	885,63	614,08	535,49	480,72	288,10	172,40	399,76	433,71	482,93	711,03	510,81
PROM.	14,62	42,17	29,24	25,50	22,89	13,72	8,21	19,04	20,65	23,00	33,86	24,32

Fuente: Oficina General de Estadística e Informática – SENAMHI

Tabla 12. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Chontalí

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATIVA



ESTACION : CHONTALI / 000250 /DRE - 02 LAT.: 5°38' 37" "S" DPTO: CAJAMARCA
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. 79°55" "W" PROV: JAEN
 ALT: 1627 msnm DIST. CHONTALI

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	16,8	22,6	28,4	22,4	14,6	16,4	8,4	4,2	8,8	36,8	20,2	38,2
1994	48,4	17,4	32,2	26,8	19	26,6	12	6,4	22,7	19	13	24,2
1995	28,8	8,8	22,6	12,8	16,2	10,2	16	10,1	8	8,8	46,8	44,2
1996	38,4	27	38,8	28,6	26,2	5,3	6,2	10	22,4	40,8	32	9,6
1997	47	20,2	12,3	50,4	15,8	9,4	10,4	6,6	20	22,8	29,8	35
1998	24,5	32,8	25,6	51,3	35,1	22,4	5,8	4	11	36,2	34,7	19,8
1999	23,8	43	24,4	25,5	21	29	9,3	8,3	16,2	51,6	27,2	42,3
2000	11,6	34,3	92,5	30,6	31,2	24,6	12,8	6	27	8,5	6,7	24,2
2001	70,5	13,3	21,7	31,9	13,3	4,7	11	6,6	30	13,4	43,3	20,5
2002	27,2	18,2	17,4	24,7	21,5	6	20,3	1,7	15,3	28,8	29	19,9
2003	30,9	24,6	22,6	32	23,9	30,5	10,8	3,1	9,2	48	28,7	22,2
2004	46,6	7,8	33,1	52,2	17,8	12,3	7,8	5,6	15,5	50,3	20,3	24,8
2005	34,4	47,3	41,9	66,3	25,8	15	4,3	5,8	29,1	23,8	32,6	33,3
2006	25,8	24,6	44,2	42	15,7	34,1	5,3	3,2	3,5	28	45,6	21,9
2007	17,2	10,7	34,8	28,7	20,7	22,7	13,3	10,8	4,6	37,9	51,6	20,8
2008	20,8	66,2	25,1	31,4	11,4	12,2	11,9	6,9	15	36,9	69,5	11,5
2009	49,5	20,2	48,2	42	27,4	17,3	15,2	10,2	12,4	22,3	20,2	25,8
2010	12,4	77,9	56,7	19,4	17,6	15,5	4,5	7,8	13,5	14,9	18	30,2
2011	42,5	39,4	44,1	38,2	21,5	8,6	14,9	3,5	44,4	23,7	30,7	44,5
2012	42,1	46,6	38,8	83,7	48	12,3	13,6	6,4	3,7	46,4	46,9	24,3
2013	17,9	33,4	33,4	10,5	27,5	33,2	36,9	18,9	15,8	29,5	3,5	19,5
SUMA	677,1	636,3	738,8	751,4	471,2	368,3	250,7	146,1	348,1	628,4	650,3	556,7
PROM.	32,24	30,30	35,18	35,78	22,44	17,54	11,94	6,96	16,58	29,92	30,97	26,51

Fuente: Oficina General de Estadística e Informática – SENAMHI

Tabla 13. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación La Cascarilla.

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATIVA



ESTACION : LA CASCARILLA "CO" LAT.: 5°40'18.3" "S" DPTO: CAJAMARCA
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. 78°53'51.6" "W" PROV: JAEN
 ALT: 2005 msnm DIST. JAEN

INFORMACIÓN PLUVIOMETRICA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	43	32,4	36,4	45,3	26,2	66	52	80	13,6	71,3	39,1	60,4
1994	22,8	29,4	26,5	39,4	49,5	13,6	8,6	13,5	32,3	21,8	70	56,9
1995	26,8	21,4	32,2	13,9	77,4	23,6	S/D	4,6	6,3	50	38,5	43,3
1996	31,2	37	33,4	57,2	26,9	30,7	3,8	24,2	29,4	41,2	15,4	17,1
1997	18,5	32,4	29,4	47,8	40,6	53,8	29,6	11,1	16,5	61,1	29,5	27,2
1998	49,9	41,1	32,4	65,3	82,6	29,8	10	8,9	23	43,1	42,2	35,9
1999	44,3	66,8	44,4	30,8	36,2	46	34,3	12,4	41	66,4	53	54,4
2000	42	59,8	65,8	41,8	45	40,7	17,3	15,4	83,2	13,2	20,7	19
2001	39,2	26,8	25,2	44,9	32,3	8,2	13	11	67,6	30,8	110,5	36
2002	24,3	43,2	23,2	36,6	67	13,8	33,7	30,9	23,8	52,6	25,8	23,9
2003	24,8	31,2	51,5	36,6	29,5	30,4	19	15,7	14,1	55,2	41,8	33
2004	72,7	25,3	27,7	29,1	49,7	24,5	12,4	12,2	28,6	30,3	45,3	45,6
2005	19,5	32,5	47,6	51,6	25,8	16,6	10,7	18,3	30,8	54	73,9	35,4
2006	45	47,2	39	33,3	24,5	98,6	3,3	8,3	9,7	41,1	67,6	50,4
2007	17,7	21,9	31,9	48,5	49,3	15,8	28,1	26	26,5	80,5	53,7	45,9
2008	36,9	67,9	41,8	20,2	42,6	34	28,4	17,3	8,2	52,5	38,3	5,2
2009	56,1	26,7	73,6	43,6	46,8	19,4	23,8	33	23,3	87,9	27,2	42,9
2010	23,8	50,2	17,7	66,7	17,7	14	3,8	11,4	14,2	38,3	15,6	36
2011	78,6	34,6	31,7	83	27,7	16,8	15,6	10,4	41,5	32	56	53,6
2012	70,3	49	67,3	61	17,7	25,1	27,4	12,6	8,2	27,7	40,5	47,7
2013	18,3	44,5	31,1	14,6	52,2	30	23,3	29	18,1	80,5	11	38,6
SUMA	805,70	821,30	809,80	911,20	867,20	651,40	398,10	406,20	559,90	1031,50	915,60	808,40
PROM.	38,37	39,11	38,56	43,39	41,30	31,02	19,91	19,34	26,66	49,12	43,60	38,50

Fuente: Oficina General de Estadística e Informática – SENAMHI

Como se reporta en la información de la Estación La Cascarilla es necesario completar los datos faltantes, obteniendo de esta manera la siguiente información:

$$P_{(x)} = \frac{P_{nx}}{n} \left(\frac{a}{P_{na}} + \frac{b}{P_{nb}} \right) \dots\dots\dots (51)$$

Dónde:

- $P_{(x)}$, P_{na} , P_{nb} : Promedio de precipitación de la estación (x, a, b)
- a, b, x : Precipitación del mes a completar de la estación.
- n : Número de datos

Estación La Cascarilla Año 1995

Tabla 14. Completar Datos Faltantes.

Estación La Cascarilla: mes de julio			
	La Cascarilla (x)	Jaén (a)	Chontalí (b)
Precipitaciones	P(x)	10.26	16
Promedio	19.91	8.21	11.94
Cálculo de P(x)		25.78	

Tabla 15. Información de Precipitaciones de la Estación La Cascarilla con datos completados.

ESTACION : LA CASCARILLA "CO" LAT.: 5°40'40" "S" DPTO: CAJAMARCA
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) LONG. 78°53'52" "W" PROV: JAEN
 ALT: 1908 msnm DIST: JAEN

INFORMACIÓN PLUVIOMETRICA													P ANUAL
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
1993	43	32,4	36,4	45,3	26,2	66	52	80	13,6	71,3	39,1	60,4	565,70
1994	22,8	29,4	26,5	39,4	49,5	13,6	8,6	13,5	32,3	21,8	70	56,9	384,30
1995	26,8	21,4	32,2	13,9	77,4	23,6	25,78	4,6	6,3	50	38,5	43,3	363,78
1996	31,2	37	33,4	57,2	26,9	30,7	3,8	24,2	29,4	41,2	15,4	17,1	347,50
1997	18,5	32,4	29,4	47,8	40,6	53,8	29,6	11,1	16,5	61,1	29,5	27,2	397,50
1998	49,9	41,1	32,4	65,3	82,6	29,8	10	8,9	23	43,1	42,2	35,9	464,20
1999	44,3	66,8	44,4	30,8	36,2	46	34,3	12,4	41	66,4	53	54,4	530,00
2000	42	59,8	65,8	41,8	45	40,7	17,3	15,4	83,2	13,2	20,7	19	463,90
2001	39,2	26,8	25,2	44,9	32,3	8,2	13	11	67,6	30,8	110,5	36	445,50
2002	24,3	43,2	23,2	36,6	67	13,8	33,7	30,9	23,8	52,6	25,8	23,9	398,80
2003	24,8	31,2	51,5	36,6	29,5	30,4	19	15,7	14,1	55,2	41,8	33	382,80
2004	72,7	25,3	27,7	29,1	49,7	24,5	12,4	12,2	28,6	30,3	45,3	45,6	403,40
2005	19,5	32,5	47,6	51,6	25,8	16,6	10,7	18,3	30,8	54	73,9	35,4	416,70
2006	45	47,2	39	33,3	24,5	98,6	3,3	8,3	9,7	41,1	67,6	50,4	468,00
2007	17,7	21,9	31,9	48,5	49,3	15,8	28,1	26	26,5	80,5	53,7	45,9	445,80
2008	36,9	67,9	41,8	20,2	42,6	34	28,4	17,3	8,2	52,5	38,3	5,2	393,30
2009	56,1	26,7	73,6	43,6	46,8	19,4	23,8	33	23,3	87,9	27,2	42,9	504,30
2010	23,8	50,2	17,7	66,7	17,7	14	3,8	11,4	14,2	38,3	15,6	36	309,40
2011	78,6	34,6	31,7	83	27,7	16,8	15,6	10,4	41,5	32	56	53,6	481,50
2012	70,3	49	67,3	61	17,7	25,1	27,4	12,6	8,2	27,7	40,5	47,7	454,50
2013	18,3	44,5	31,1	14,6	52,2	30	23,3	29	18,1	80,5	11	38,6	391,20
SUMA	805,70	821,30	809,80	911,20	867,20	651,40	423,88	406,20	559,90	1031,50	915,60	808,40	9012,08
PROM	38,37	39,11	38,56	43,39	41,30	31,02	20,18	19,34	26,66	49,12	43,60	38,50	429,15

De la información obtenida de las tres Estaciones Meteorológicas se desarrolla una correlación Precipitación / Altitud para así obtener una Estación Aerial de la Cuenca del Amojú, por medio de las precipitaciones medias anuales y la altitud de cada estación:

Tabla 16. Correlación precipitación / altitud - estaciones de la cuenca de la quebrada Amojú.

Estación	Pmedia Anual	Altitud
Estación : Jaén / CP - 252/DRE - 02	277,22	654
Estación : Chontalí / 000250 /DRE - 02	296,35	1627
Estación : La Cascarilla "CO"	429,15	1908

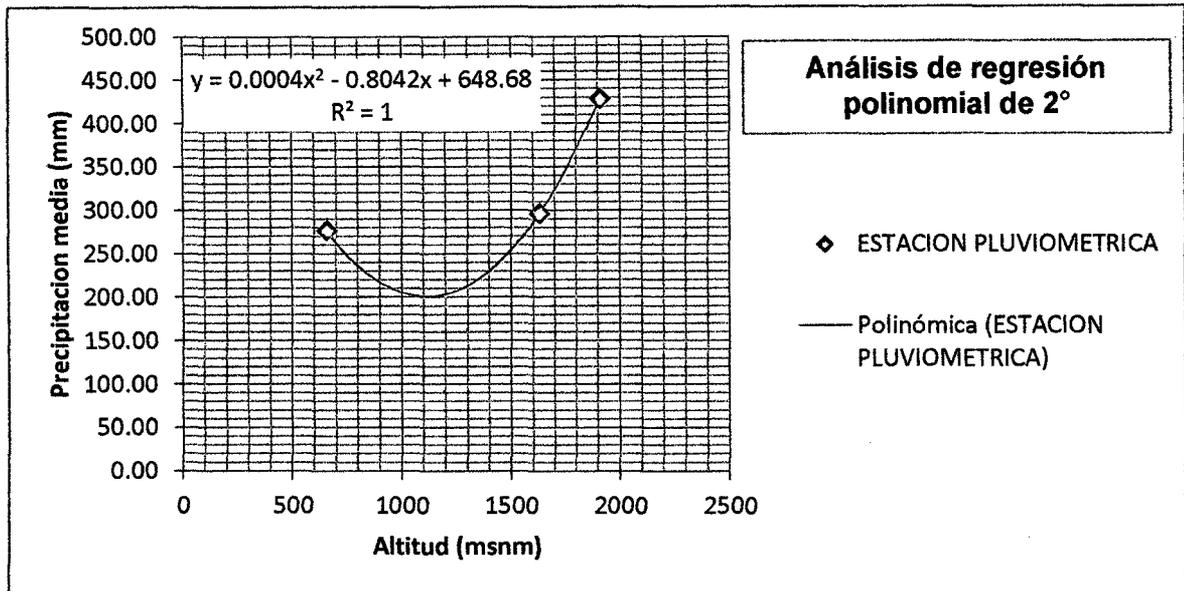


Figura 17. Análisis de Regresión Polinomial de 2º grado

$$y = 0.0004x^2 - 0.7962x + 644.97$$

Estación	Altitud (msnm)	P(anual)
La Cascarilla	1908	582,006
Cuenca Amojú	1818.35	519,756
Calculo del factor altitud		
f1= $\frac{Pa \text{ (Cuenca Amojú)}}{Pa \text{ (Jaén)}}$		0,893

Dicho factor de altitud es aplicado en cada dato de precipitación máxima en 24 horas de la Estación de La Cascarilla, obteniendo de esta manera la Estación Aerial Cuenca Amojú.

Tabla 17. Precipitaciones máximas en 24 horas. Estación Aerial Cuenca Amojú.

ESTACION ARIAL: CUENCA AMOJU

PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

UBICACIÓN: CAJAMARCA - JAÉN - JAÉN

ALT MEDIA: 1818,35 msnm

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	P ANUAL	Promedio	Pmax
1993	38,40	28,93	32,51	40,45	23,40	58,94	46,44	71,44	12,15	63,67	34,92	53,94	505,19	42,10	71,44
1994	20,36	26,26	23,67	35,19	44,21	12,15	7,68	12,06	28,85	19,47	62,51	50,81	343,20	28,60	62,51
1995	23,93	19,11	28,76	12,41	69,12	21,08	23,02	4,11	5,63	44,65	34,38	38,67	324,87	27,07	69,12
1996	27,86	33,04	29,83	51,08	24,02	27,42	3,39	21,61	26,26	36,79	13,75	15,27	310,33	25,86	51,08
1997	16,52	28,93	26,26	42,69	36,26	48,05	26,43	9,91	14,74	54,56	26,34	24,29	354,98	29,58	54,56
1998	44,56	36,70	28,93	58,32	73,77	26,61	8,93	7,95	20,54	38,49	37,69	32,06	414,55	34,55	73,77
1999	39,56	59,66	39,65	27,51	32,33	41,08	30,63	11,07	36,61	59,30	47,33	48,58	473,31	39,44	59,66
2000	37,51	53,40	58,76	37,33	40,19	36,35	15,45	13,75	74,30	11,79	18,49	16,97	414,28	34,52	74,30
2001	35,01	23,93	22,50	40,10	28,85	7,32	11,61	9,82	60,37	27,51	98,68	32,15	397,85	33,15	98,68
2002	21,70	38,58	20,72	32,69	59,83	12,32	30,10	27,60	21,25	48,97	23,04	21,34	356,15	29,68	59,83
2003	22,15	27,86	45,99	32,69	26,34	27,15	16,97	14,02	12,59	49,30	37,33	29,47	341,86	28,49	49,30
2004	64,92	22,59	24,74	25,99	44,36	21,88	11,07	10,90	25,54	27,06	40,45	40,72	360,25	30,02	64,92
2005	17,41	29,02	42,51	46,08	23,04	14,82	9,56	16,34	27,51	48,22	66,00	31,61	372,13	31,01	66,00
2006	40,19	42,15	34,83	29,74	21,88	88,05	2,95	7,41	8,66	36,70	60,37	45,01	417,94	34,83	88,05
2007	15,81	19,56	28,49	43,31	44,03	14,11	25,09	23,22	23,67	71,89	47,96	40,99	398,12	33,18	71,89
2008	32,95	60,64	37,33	18,04	38,04	30,36	25,36	15,45	7,32	46,88	34,20	4,64	351,23	29,27	60,64
2009	50,10	23,84	65,73	38,94	41,79	17,33	21,25	29,47	20,81	78,50	24,29	38,31	450,36	37,53	78,50
2010	21,25	44,83	15,81	59,57	15,81	12,50	3,39	10,18	12,68	34,20	13,93	32,15	276,31	23,03	59,57
2011	70,19	30,90	28,31	74,12	24,74	15,00	13,93	9,29	37,06	28,58	50,01	47,87	430,00	35,83	74,12
2012	62,78	43,76	60,10	54,48	15,81	22,42	24,47	11,25	7,32	24,74	36,17	42,60	405,89	33,82	62,78
2013	16,34	39,74	27,77	13,04	46,62	26,79	20,81	25,90	16,16	71,89	9,82	34,47	349,36	29,11	71,89
SUMA	719,52	733,46	723,19	813,74	774,46	681,73	378,54	362,75	600,01	921,17	817,67	721,94	8048,17	670,68	1422,62
PROMED	34,26	34,93	34,44	38,76	36,88	27,70	18,03	17,27	23,81	43,87	38,94	34,38	383,25	31,94	67,74
max	70,19	60,64	65,73	74,12	73,77	88,05	46,44	71,44	74,30	78,50	98,68	63,94	505,19	42,10	98,68
min	15,81	19,11	15,81	12,41	15,81	7,32	2,95	4,11	5,63	11,79	9,82	4,64	276,31	23,03	49,30

4.3 Análisis probabilístico: El análisis probabilístico se basa en los resultados estadísticos del inciso anterior. Por cada estación se probaran los modelos de distribución probabilística: normal, log normal, log normal de 2 parámetros, log normal de 3 parámetros y Gumbel. Desarrollando la Estación Jaén, se seleccionó como mejor modelo aquella distribución que tuviera el menor valor de la desviación estándar del error, procedimiento que se conoce como prueba de bondad de ajuste.

El resultado del análisis probabilístico son las tormentas de diseño en 24 horas para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 y 200 años, según la siguiente tabla:

Tabla 18. Análisis Probabilístico.

DATOS	Probabilidad de excedencia F(x)					Diferencia Delta D			
	Empírica	Normal	LN2	LN3	Gumbel	Normal	LN2	LN3	Gumbel
1	0,0455	0,0042	0,0102	0,0162	0,0347	0,0413	0,0353	0,0292	0,0108
2	0,0909	0,0418	0,0503	0,0587	0,0887	0,0491	0,0406	0,0322	0,0022
3	0,1364	0,1798	0,1690	0,1685	0,1990	0,0434	0,0327	0,0322	0,0627
4	0,1818	0,2882	0,2640	0,2551	0,2777	0,1064	0,0822	0,0733	0,0959
5	0,2273	0,2934	0,2687	0,2595	0,2816	0,0661	0,0414	0,0322	0,0543
6	0,2727	0,3040	0,2783	0,2683	0,2894	0,0312	0,0055	0,0045	0,0167
7	0,3182	0,3619	0,3319	0,3181	0,3332	0,0438	0,0137	0,0001	0,0151
8	0,3636	0,3619	0,3319	0,3181	0,3332	0,0017	0,0318	0,0456	0,0304
9	0,4091	0,3763	0,3454	0,3308	0,3444	0,0328	0,0637	0,0783	0,0647
10	0,4545	0,4533	0,4203	0,4020	0,4065	0,0013	0,0342	0,0525	0,0481
11	0,5000	0,5592	0,5296	0,5095	0,5002	0,0592	0,0296	0,0095	0,0002
12	0,5455	0,5949	0,5681	0,5485	0,5345	0,0495	0,0227	0,0031	0,0109
13	0,5909	0,6638	0,6448	0,6280	0,6053	0,0729	0,0539	0,0371	0,0144
14	0,6364	0,6721	0,6542	0,6379	0,6143	0,0357	0,0179	0,0016	0,0221
15	0,6818	0,7276	0,7184	0,7065	0,6770	0,0457	0,0366	0,0247	0,0048
16	0,7273	0,7498	0,7446	0,7350	0,7036	0,0225	0,0173	0,0077	0,0237
17	0,7727	0,7546	0,7502	0,7412	0,7095	0,0181	0,0225	0,0315	0,0633
18	0,8182	0,7570	0,7531	0,7443	0,7124	0,0612	0,0651	0,0739	0,1058
19	0,8636	0,8692	0,8861	0,8922	0,8599	0,0056	0,0224	0,0286	0,0037
20	0,9091	0,9221	0,9450	0,9560	0,9328	0,0130	0,0359	0,0470	0,0237
21	0,9545	0,9420	0,9649	0,9757	0,9583	0,0126	0,0103	0,0212	0,0037
						0,10637	0,08218	0,07832	0,10580
						VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
								0,2968	

Los datos de ajustan a la función Log Normal 3, siendo este dato 0,07832 menor a 0,2968

Trabajando con las precipitaciones máximas que se detallan en la Tabla 22.

Tabla 19. Tormenta de diseño en 24 horas

ESTACIÓN ARIAL CUENCA AMOJÚ	
T R	PRECIP. MÁX LN3
2	66,26
5	76,81
10	83,37
20	89,43
30	92,82
50	97,00
100	102,55
200	108,00

El periodo de retorno igual a 2 representa eventos ordinarios, es decir que se repiten cada 2 años. En cambio un evento extraordinario con un periodo de retorno de 100 años son recomendados como límite máximo para el estudio de inundaciones en zonas urbanas (Criterio aplicado por la FEMA en Estados Unidos).

4.4 Intensidad de lluvia. La intensidad de lluvia se define como la precipitación registrada en un intervalo de tiempo y su valor varia durante el transcurso de la tormenta. Contar con registros pluviométricos permite obtener intensidades grandes que generalmente se presentan en intervalos cortos (5, 10, 20, ..., hasta 120 minutos).

Tabla 20. Intensidades máximas (mm/h). Estación Arial Cuenca Amojú.

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años							
	2	5	10	20	30	50	100	200
5	57,05	68,01	77,67	88,72	95,89	105,76	120,79	137,96
10	39,59	47,20	53,91	61,57	66,55	73,40	83,83	95,75
20	27,48	32,76	37,41	42,73	46,19	50,94	58,18	66,45
30	22,19	26,46	30,22	34,51	37,30	41,14	46,99	53,67
40	19,07	22,73	25,97	29,66	32,06	35,35	40,38	46,12
50	16,96	20,21	23,09	26,37	28,50	31,43	35,90	41,00
60	15,40	18,36	20,97	23,95	25,89	28,55	32,61	37,25
70	14,20	16,93	19,34	22,08	23,87	26,33	30,07	34,34
80	13,24	15,78	18,02	20,58	22,25	24,54	28,02	32,01
90	12,44	14,83	16,94	19,34	20,91	23,06	26,34	30,08
100	11,77	14,03	16,02	18,30	19,78	21,81	24,92	28,46
110	11,19	13,34	15,24	17,40	18,81	20,75	23,70	27,06
120	10,69	12,74	14,55	16,62	17,97	19,82	22,63	25,85

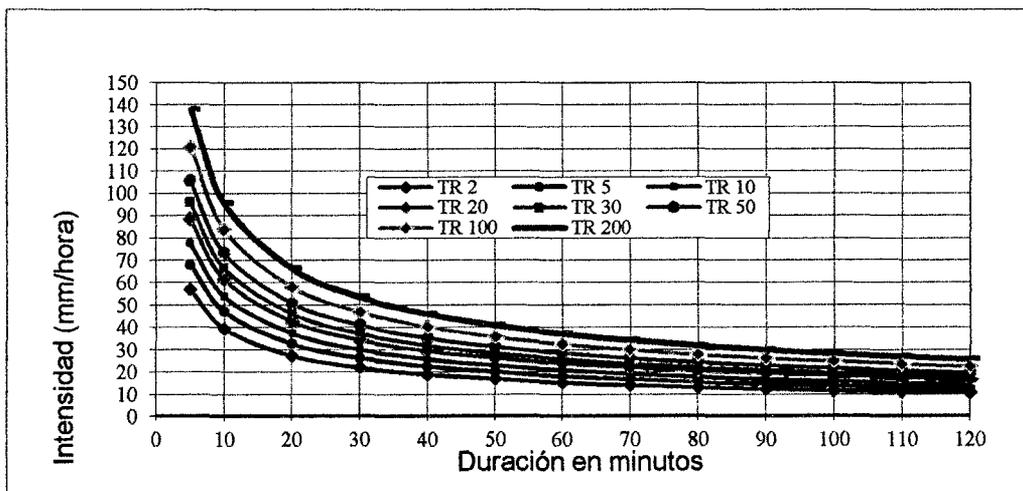


Figura 18. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia. Estación Arial Amojú

4.4.1 Número adimensional de curvas (CN). Haciendo un recorrido por la cuenca de la quebrada Amojú se ha determinado los números de curva para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana, empleando la las características de la tabla 4.

Área de la cuenca:	159,4182 km ²
a) Tierras cultivadas, sin tratamiento de conservación	8%
b) Tierras cultivadas, con tratamiento de conservación	3%
c) Pastizales en condiciones pobres	2%
d) Pastizales en condiciones óptimas	5%
e) Vegas de ríos en condiciones óptimas	5%
f) Bosques con troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	25%
g) Bosques con cubierta buena	53%

Determinamos los grupos hidrológicos de la cuenca Amojú.

Tabla 21. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana. Cuenca Amojú

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA		GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
		A	B	C	D
Tierra cultivada :	sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
	con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos:	condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
	cubierta buena	25	55	70	77

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

Grupos Hidrológicos:

A= 22%

B= 78%

Tabla 22. Grupo Hidrológico de Suelo Cuenca Amojú

Uso de suelo	Grupo hidrológico de suelo					
	0.22 * A			0.78 * B		
	%	CN	Prod.	%	CN	Prod.
a)	1,65	72	1,188	5,85	81	4,7385
b)	0,55	62	0,341	1,95	71	1,3845
c)	0,44	68	0,2992	1,56	79	1,2324
d)	1,1	39	0,429	3,9	61	2,379
e)	1,1	30	0,33	3,9	58	2,262
f)	5,5	45	2,475	19,5	66	12,87
g)	11,66	25	2,915	41,34	55	22,737
		$\Sigma =$	7,9772		$\Sigma =$	47,60

$$\text{CN, ponderado} = 7,98 + 47,60 \quad \mathbf{55,58} = \text{CN (II)}$$

Empleando la ecuación 33, determinamos el valor de CN (III):

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} = 74.21$$

Empleando la ecuación 31, se calcula el valor de S:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = 7,992 \text{ plg} = 202.99 \text{ mm.}$$

4.5 Determinación de Caudales: Empleando el método Racional Modificado, se ha utilizado este método ya que el área de la cuenca Amojú es de 159,42 km², área menor a 770,00 km² tal como indica la condición del método Racional Modificado.

Empleando la ecuación (44):

$$Q = 0,278 \text{ CIAK} \dots\dots\dots (34)$$

Se ha determinado:

A) Tiempo de Concentración, ecuación (45):

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76} = 5,503 \text{ h}$$

B) Coeficiente de Uniformidad, Ecuación (46):

$$K = 1 + \frac{T_C^{1.25}}{T_C^{1.25} + 14} = 1,37578$$

C) Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor, ecuación (47):

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15) = 0.853164$$

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca, ecuación (48):

$$P = k_A P_d \dots \dots \dots (48)$$

Tabla 23. Precipitación Máxima Corregida Estación Arial Cuenca Amojú

T R (Años)	Precip. Máx LN3 (mm)	P (mm)
2	66,261	56,53
5	76,810	65,53
10	83,375	71,13
20	89,427	76,30
30	92,824	79,19
50	97,002	82,76
100	102,546	87,49
200	107,997	92,14

E) Intensidad de Precipitación, ecuación (49):

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_C^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \dots \dots \dots (49)$$

Tabla 24. Intensidad de Precipitación Estación Arial Cuenca Amojú

T R (Años)	P (mm)	I (mm/h)
2	56,53	8,392
5	65,53	9,728
10	71,13	10,559
20	76,30	11,326
30	79,19	11,756
50	82,76	12,285
100	87,49	12,987
200	92,14	13,677

F) Coeficiente de Escorrentía, ecuación (50)

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2} \dots\dots\dots(50)$$

$$CN = 74,21$$

$$Po = (5000/CN) - 49 = 18,37$$

Tabla 25. Coeficiente de Escorrentía Estación Arial Cuenca Amojú

T R (Años)	P (mm)	C
2	56,531	0,2733
5	65,531	0,3213
10	71,132	0,3489
20	76,296	0,3728
30	79,194	0,3857
50	82,759	0,4009
100	87,488	0,4204
200	92,139	0,4385

G) Caudales, ecuación (44):

$$Q = 0,278 CIAK \dots\dots\dots (44)$$

$$A = 159,418 \text{ km}^2$$

$$K = 1,37578$$

Tabla 26. Caudales en diferentes tiempos de retorno Estación Arial Cuenca Amojú.

T R (Años)	C	I (mm/h)	Q (m3/s)
2	0,2733	8,392	139,834
5	0,3213	9,728	190,598
10	0,3489	10,559	224,616
20	0,3728	11,326	257,446
30	0,3857	11,756	276,440
50	0,4009	12,285	300,327
100	0,4204	12,987	332,859
200	0,4385	13,677	365,710

Se ha determinado los caudales en diferentes tiempos de retornos, de los cuales se han usado en la modelación hidráulica los siguientes caudales:

Tabla 27. Caudales de diseño.

T R (Años)	Q (m³/s)
10	224,616
30	276,440
50	300,327
100	332,859
200	365,710

4.6 Simulación hidráulica

El objetivo principal del análisis del cauce para la identificación del peligro consiste en obtener los planos de inundación para los gastos máximos de diferentes periodos de retorno, calculados con la simulación hidráulica.

La simulación hidráulica del cauce se ejecuta con el subprograma de Análisis de Sistemas de Ríos del Cuerpo de Ingenieros Hidrológicos del Ejército de los Estados Unidos HEC-RAS. Uno de los aportes de esta tesis es la metodología utilizada, ya que para lograr los mapas de inundación se requirió de un tiempo necesario de investigación.

La **información básica** son las características geométricas longitudinales y transversales del cauce y los coeficientes de rugosidad para los diferentes materiales de la zona.

Las estimaciones de los coeficientes de rugosidad de Manning (n) para el quebrada Honda se estimaron teniendo en cuenta la formulación que presenta Ven Te Chow en su libro "Hidráulica de Canales Abiertos", donde considera los parámetros topográficos, geotécnicos e hidráulicos de la quebrada.

Así también para el tránsito de la avenida en el cauce es necesario contar con **información topográfica** detallada de la zona de estudio, donde para establecer la longitud total del tramo, el centro y los bancos del cauce, así como las secciones transversales más representativas del sitio en estudio.

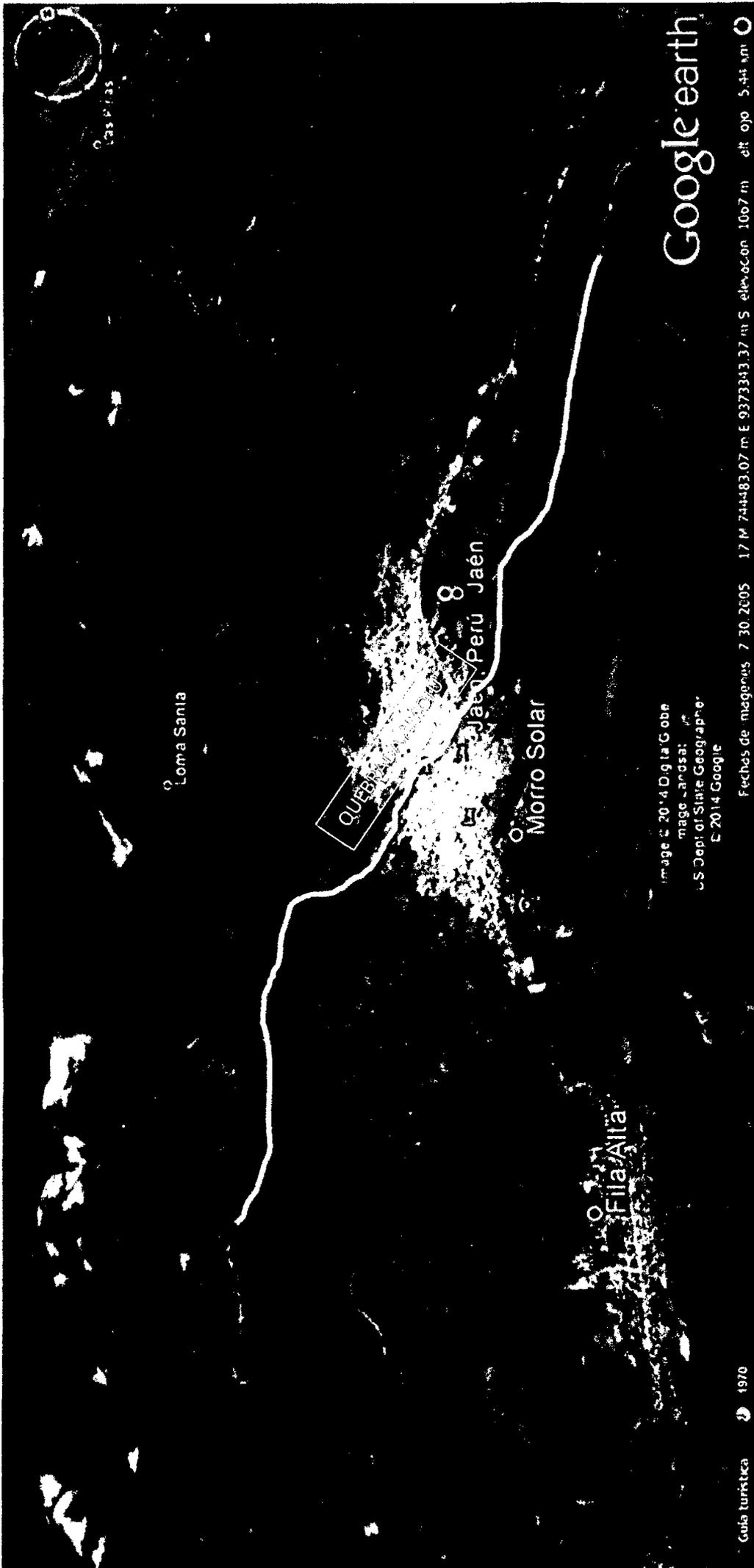


Figura 19. Tramo de la Quebrara Amojú en la zona urbana de Jaén (Google Earth).

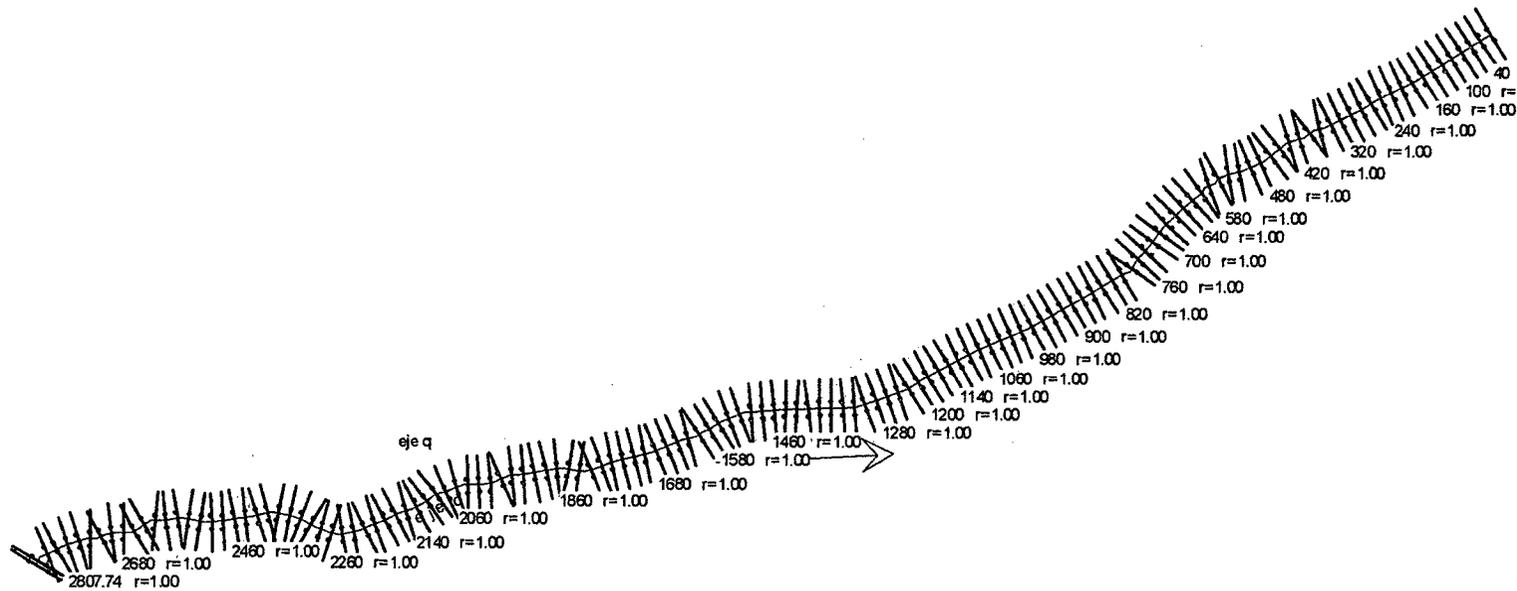


Figura 20. Tramo Urbano de la Quebrada Amojú en estudio.

$L = 2,807.00 \text{ m.}$

Secciones transversales 50 metros margen derecho e izquierdo a partir del eje de la quebrada cada progresiva de 20 metros.

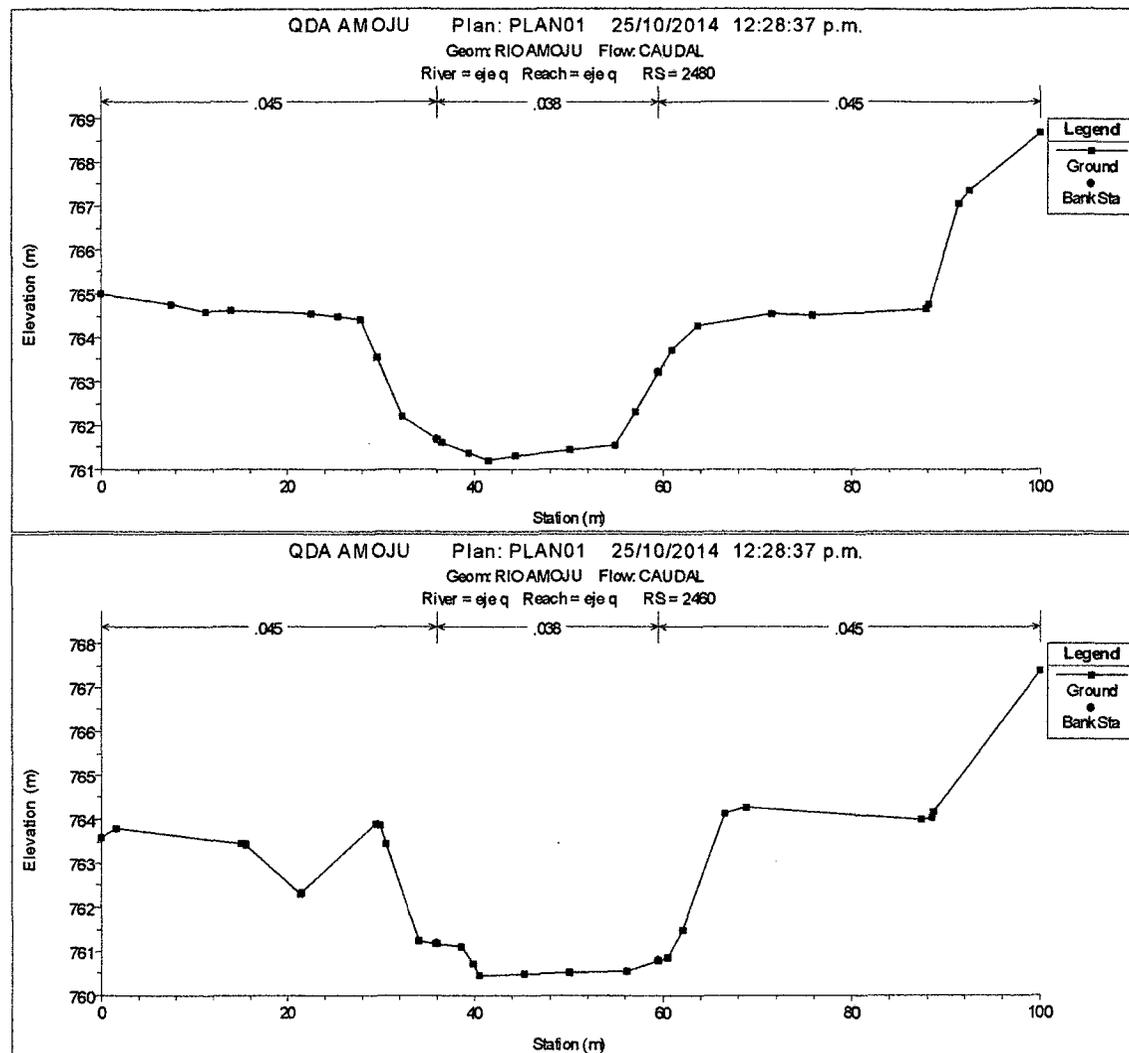


Figura 21. Secciones transversales de la quebrada Amojú.

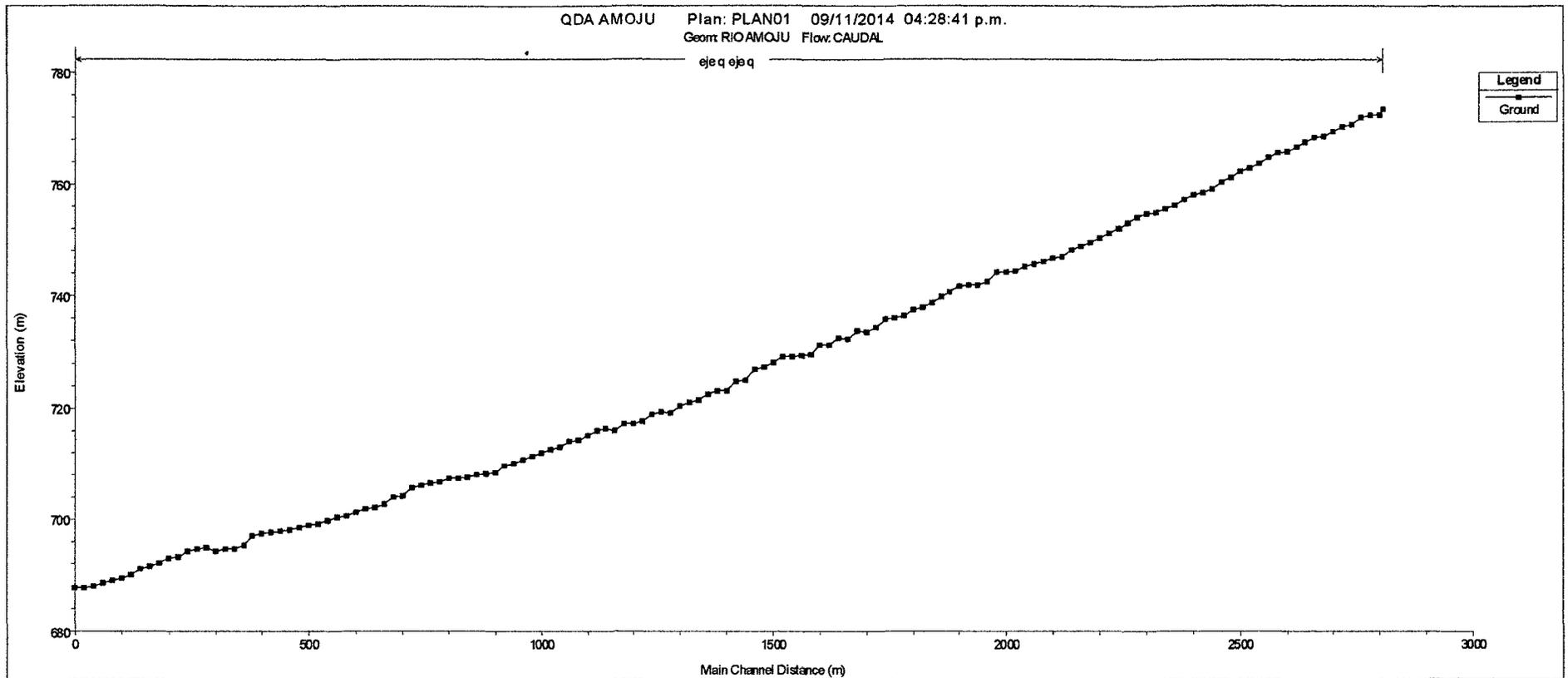


Figura 22. Perfil Longitudinal de la quebrada Amojú.

Se ha determinado el nivel de agua que genera una inundación en el tramo urbano de la quebrada Amojú, llevando los datos obtenidos en el cálculo hidrológico, caudal para distintos tiempos de retorno: TR 10 años, TR 30 años, TR 50 años, TR 100 años y TR 200 años, modelación que ha generado los siguientes resultados:

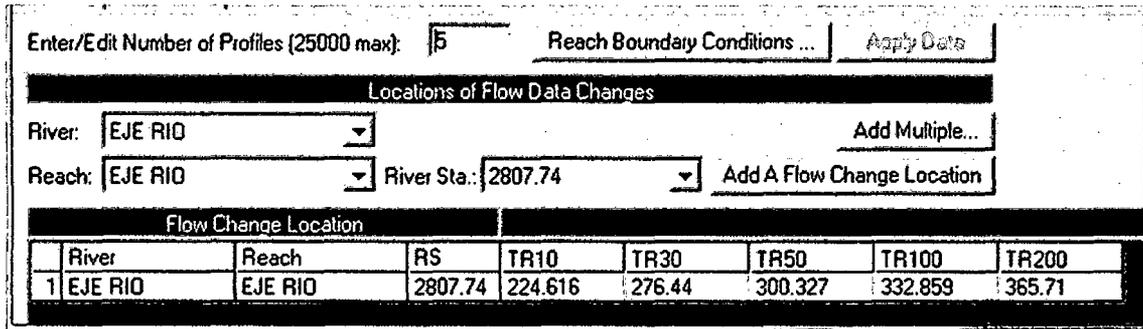


Figura 23. Datos de los caudales en diferentes tiempos de retorno ingresados en el HEC-RAS.

Nivel de agua en secciones críticas para un TR = 10, 50 y 100 años.

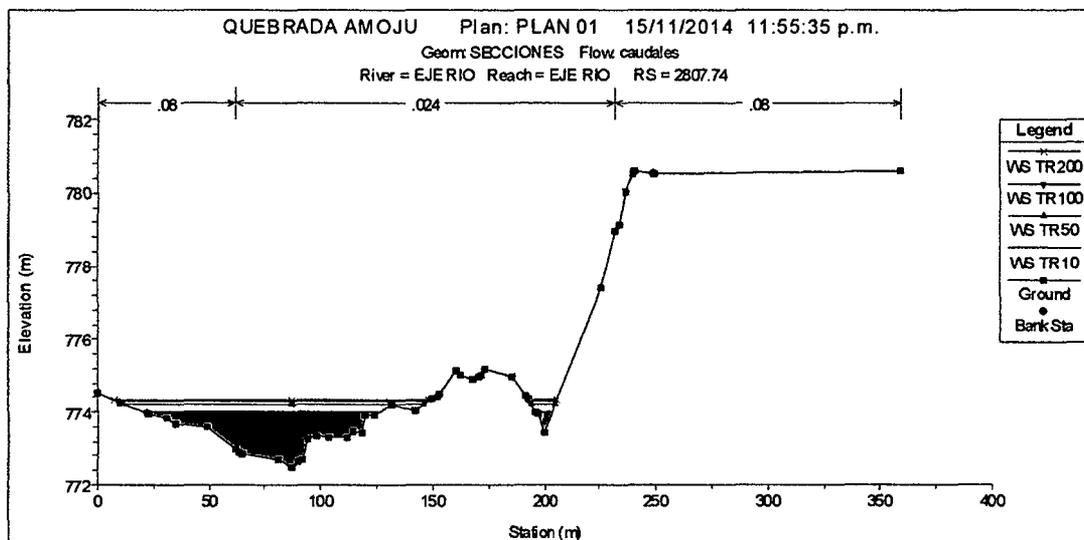


Figura 24. Sección de la quebrada en el sector El Parral de Jaén.

Se observa una sección muy extensa, donde el margen izquierdo ha ganado más influencia hacia una posible salida del agua, provocando inundación, para un caudal desde un TR de 10 años es un problema notorio dicho evento.

En la tabla de resultados se detalla el caudal crítico, la altura máxima de desborde, el volumen que emite el caudal, tanto en el eje de la quebrada como el volumen de desborde, tal como se indica las tablas de resultados, detallados a continuación:

Tabla 28. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector El Parral

Q. Amaju RS: 2750 Profile: TR10					
E.G. Elev (m)	773.25	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.59	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	772.65	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	772.65	Flow Area (m2)		65.77	
E.G. Slope (m/m)	0.005232	Area (m2)		65.77	
Q Total (m3/s)	224.62	Flow (m3/s)		224.62	
Top Width (m)	56.30	Top Width (m)		56.30	
Vel Total (m/s)	3.42	Avg. Vel. (m/s)		3.42	
Max Chl Dpth (m)	1.82	Hydr. Depth (m)		1.17	
Conv. Total (m3/s)	3105.3	Conv. (m3/s)		3105.3	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		57.68	
Min Ch EI (m)	770.84	Shear (N/m2)		58.50	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.40	Cum Volume (1000 m3)	8.61	106.11	2.68
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	22.84	139.48	8.19
Q. Amaju RS: 2750 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	773.57	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.54	Wt. n-Val.	0.080	0.024	
W.S. Elev (m)	773.03	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	773.04	Flow Area (m2)	0.01	92.48	
E.G. Slope (m/m)	0.005123	Area (m2)	0.01	92.48	
Q Total (m3/s)	300.33	Flow (m3/s)	0.00	300.33	
Top Width (m)	87.10	Top Width (m)	0.46	86.64	
Vel Total (m/s)	3.25	Avg. Vel. (m/s)	0.06	3.25	
Max Chl Dpth (m)	2.20	Hydr. Depth (m)	0.02	1.07	
Conv. Total (m3/s)	4196.0	Conv. (m3/s)	0.0	4196.0	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	0.49	88.61	
Min Ch EI (m)	770.84	Shear (N/m2)	0.79	52.44	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.38	Cum Volume (1000 m3)	13.65	134.86	5.14
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	27.56	158.89	11.54

Tabla 28.1. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector El Parral

Q. Amoju RS: 2750 RS: 2750 Profile: TR100					
E.G. Elev (m)	773.68	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.55	Wt. n-Val.	0.080	0.024	
W.S. Elev (m)	773.13	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	773.13	Flow Area (m2)	0.12	101.58	
E.G. Slope (m/m)	0.005205	Area (m2)	0.12	101.58	
Q Total (m3/s)	332.86	Flow (m3/s)	0.02	332.84	
Top Width (m)	96.02	Top Width (m)	1.81	94.21	
Vel Total (m/s)	3.27	Avg. Vel. (m/s)	0.14	3.28	
Max Chl Dpth (m)	2.30	Hydr. Depth (m)	0.07	1.08	
Conv. Total (m3/s)	4613.8	Conv. (m3/s)	0.2	4613.5	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	1.95	96.33	
Min Ch El (m)	770.84	Shear (N/m2)	3.19	53.82	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)	16.02	147.01	6.48
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)	29.78	167.94	14.60
Q. Amoju RS: 2750 Profile: TR200					
E.G. Elev (m)	773.79	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.57	Wt. n-Val.	0.080	0.024	
W.S. Elev (m)	773.21	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	773.21	Flow Area (m2)	0.30	109.09	
E.G. Slope (m/m)	0.005219	Area (m2)	0.30	109.09	
Q Total (m3/s)	365.71	Flow (m3/s)	0.06	365.65	
Top Width (m)	100.48	Top Width (m)	2.86	97.62	
Vel Total (m/s)	3.34	Avg. Vel. (m/s)	0.19	3.35	
Max Chl Dpth (m)	2.38	Hydr. Depth (m)	0.11	1.12	
Conv. Total (m3/s)	5062.4	Conv. (m3/s)	0.8	5061.6	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	3.08	99.86	
Min Ch El (m)	770.84	Shear (N/m2)	5.06	55.91	
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)	18.40	159.55	8.05
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)	32.57	177.97	17.49

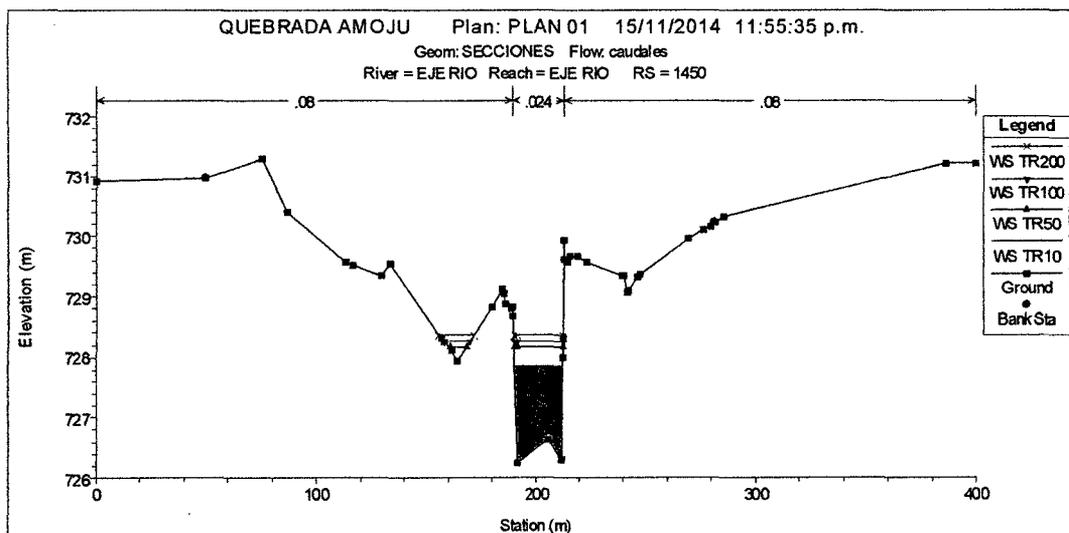


Figura 25. Sección de la quebrada entre el puente Orellana y puente Pardo y Miguel.

En dicha figura la sección de la quebrada se ve protegida por los muros de contención existentes tanto en el margen derecho como izquierdo, no hay desborde ante un evento de caudal máximo en TR de 10 años, pero si en TR de 50, 100 y 200 años.

Tabla 29. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Orellana y puente Pardo y Miguel.

Q. Amojú RS: 1450 Profile: TR10					
E.G. Elev (m)	730.86	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.03	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	727.84	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	728.85	Flow Area (m2)		29.14	
E.G. Slope (m/m)	0.025864	Area (m2)		29.14	
Q Total (m3/s)	224.62	Flow (m3/s)		224.62	
Top Width (m)	21.74	Top Width (m)		21.74	
Vel Total (m/s)	7.71	Avg. Vel. (m/s)		7.71	
Max Chl Dpth (m)	1.59	Hydr. Depth (m)		1.34	
Conv. Total (m3/s)	1396.7	Conv. (m3/s)		1396.7	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		23.62	
Min Ch EI (m)	726.25	Shear (N/m2)		312.88	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.37	Cum Volume (1000 m3)	6.44	64.14	0.95
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	17.26	93.84	4.74
Q. Amojú RS: 1450 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	731.53	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.37	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	728.16	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	729.16	Flow Area (m2)		36.93	
E.G. Slope (m/m)	0.023862	Area (m2)		36.93	
Q Total (m3/s)	300.33	Flow (m3/s)		300.33	
Top Width (m)	29.63	Top Width (m)		29.63	
Vel Total (m/s)	8.13	Avg. Vel. (m/s)		8.13	
Max Chl Dpth (m)	1.91	Hydr. Depth (m)		1.25	
Conv. Total (m3/s)	1944.2	Conv. (m3/s)		1944.2	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		32.14	
Min Ch EI (m)	726.25	Shear (N/m2)		268.91	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.18	Cum Volume (1000 m3)	10.07	83.00	2.74
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	19.34	108.74	7.09

Tabla 29.1. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Orellana y puente Pardo y Miguel.

Q. Amojú RS: 1450 Profile: TR100					
E.G. Elev (m)	731.76	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.50	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	728.26	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	729.25	Flow Area (m2)		40.16	
E.G. Slope (m/m)	0.024476	Area (m2)		40.16	
Q Total (m3/s)	332.86	Flow (m3/s)		332.86	
Top Width (m)	34.37	Top Width (m)		34.37	
Vel Total (m/s)	8.29	Avg. Vel. (m/s)		8.29	
Max Chl Dpth (m)	2.01	Hydr. Depth (m)		1.17	
Conv. Total (m3/s)	2127.6	Conv. (m3/s)		2127.6	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		37.12	
Min Ch El (m)	726.25	Shear (N/m2)		259.63	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.17	Cum Volume (1000 m3)	11.77	91.17	3.75
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	20.28	116.25	9.31
Q. Amojú RS: 1450 Profile: TR200					
E.G. Elev (m)	731.91	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.55	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	728.36	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	729.49	Flow Area (m2)		43.80	
E.G. Slope (m/m)	0.024739	Area (m2)		43.80	
Q Total (m3/s)	365.71	Flow (m3/s)		365.71	
Top Width (m)	38.62	Top Width (m)		38.62	
Vel Total (m/s)	8.35	Avg. Vel. (m/s)		8.35	
Max Chl Dpth (m)	2.11	Hydr. Depth (m)		1.13	
Conv. Total (m3/s)	2325.1	Conv. (m3/s)		2325.1	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		41.55	
Min Ch El (m)	726.25	Shear (N/m2)		255.74	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.09	Cum Volume (1000 m3)	13.41	99.51	4.92
C & E Loss (m)	0.08	Cum SA (1000 m2)	21.59	124.22	11.03

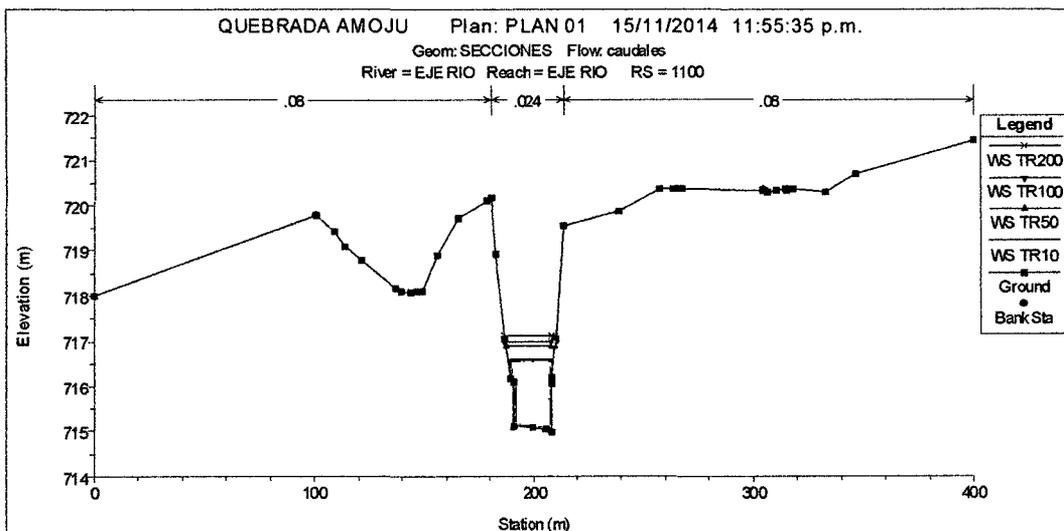


Figura 26. Sección de la quebrada entre el puente Pardo y Miguel y puente Mesones Muro

Es un tramo de la quebrada Amojú que cruza por el centro de la ciudad, donde ha ocurrido socavación en los muros de contención existente, lo que genera altura pronunciada en la sección de la quebrada que no alcanza el desborde del agua.

Tabla 30. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Pardo y Miguel y puente Mesones Muro.

Q. Amojú RS: 1100 Profile: TR10					
E.G. Elev (m)	719.88	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.27	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	716.60	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	717.56	Flow Area (m2)		28.02	
E.G. Slope (m/m)	0.029056	Area (m2)		28.02	
Q Total (m3/s)	224.62	Flow (m3/s)		224.62	
Top Width (m)	21.24	Top Width (m)		21.24	
Vel Total (m/s)	8.02	Avg. Vel. (m/s)		8.02	
Max Chl Dpth (m)	1.60	Hydr. Depth (m)		1.32	
Conv. Total (m3/s)	1317.7	Conv. (m3/s)		1317.7	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		23.36	
Min Ch El (m)	715.00	Shear (N/m2)		341.69	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.45	Cum Volume (1000 m3)	6.44	52.75	0.95
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	17.26	80.50	4.74
Q. Amojú RS: 1100 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	720.85	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.97	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	716.88	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	718.39	Flow Area (m2)		34.03	
E.G. Slope (m/m)	0.029319	Area (m2)		34.03	
Q Total (m3/s)	300.33	Flow (m3/s)		300.33	
Top Width (m)	22.49	Top Width (m)		22.49	
Vel Total (m/s)	8.83	Avg. Vel. (m/s)		8.83	
Max Chl Dpth (m)	1.88	Hydr. Depth (m)		1.51	
Conv. Total (m3/s)	1754.0	Conv. (m3/s)		1754.0	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		24.73	
Min Ch El (m)	715.00	Shear (N/m2)		395.60	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.46	Cum Volume (1000 m3)	10.07	69.01	2.74
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	19.34	91.93	7.09

Tabla 30.1 Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Pardo y Miguel y puente Mesones Muro.

Q. Amojú RS: 1100 Profile: TR100					
E.G. Elev (m)	721.20	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	4.21	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	716.99	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	718.57	Flow Area (m2)		36.61	
E.G. Slope (m/m)	0.029074	Area (m2)		36.61	
Q Total (m3/s)	332.86	Flow (m3/s)		332.86	
Top Width (m)	23.01	Top Width (m)		23.01	
Vel Total (m/s)	9.09	Avg. Vel. (m/s)		9.09	
Max Chl Dpth (m)	1.99	Hydr. Depth (m)		1.59	
Conv. Total (m3/s)	1952.1	Conv. (m3/s)		1952.1	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		25.30	
Min Ch El (m)	715.00	Shear (N/m2)		412.68	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.43	Cum Volume (1000 m3)	11.77	76.01	3.75
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	20.28	98.38	9.31
Q. Amojú RS: 1100 Profile: TR200					
E.G. Elev (m)	721.52	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	4.41	Wt. n-Val.		0.024	
W.S. Elev (m)	717.10	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	718.72	Flow Area (m2)		39.30	
E.G. Slope (m/m)	0.029032	Area (m2)		39.30	
Q Total (m3/s)	365.71	Flow (m3/s)		365.71	
Top Width (m)	23.85	Top Width (m)		23.85	
Vel Total (m/s)	9.30	Avg. Vel. (m/s)		9.30	
Max Chl Dpth (m)	2.11	Hydr. Depth (m)		1.65	
Conv. Total (m3/s)	2146.4	Conv. (m3/s)		2146.4	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)		26.19	
Min Ch El (m)	715.00	Shear (N/m2)		427.19	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.40	Cum Volume (1000 m3)	13.41	83.13	4.92
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	21.59	104.29	11.03

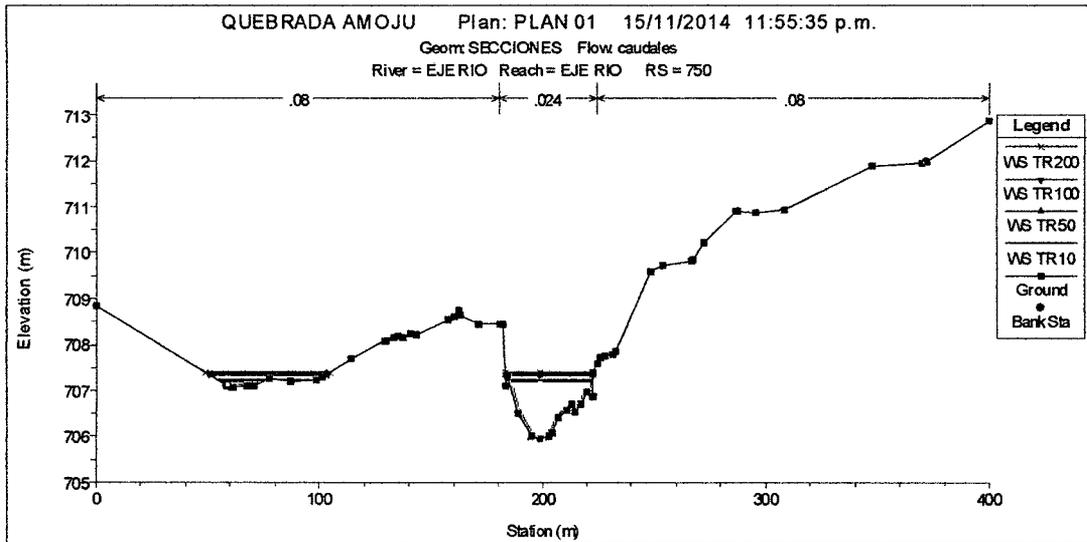


Figura 27. Sección de la quebrada entre el puente Mesones Muro y el puente Pakamuros.

La falta de limpieza de los sedimentos y piedras que hay en la quebrada, hace que en el fondo de las secciones transversales se genere un acumulamiento, provocando desbordes en los diferentes tiempos de retorno de los caudales calculados, tal como se ve en la Fig. 27.

Tabla 31. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Mesones Muro y puente Pakamuros.

Q. Amojú RS: 750 Profile: TR10					
E.G. Elev (m)	709.64	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.41	Wt. n-Val.	0.080	0.024	
W.S. Elev (m)	707.23	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	707.77	Flow Area (m2)	0.23	32.66	
E.G. Slope (m/m)	0.043973	Area (m2)	0.23	32.66	
Q Total (m3/s)	224.62	Flow (m3/s)	0.09	224.52	
Top Width (m)	73.91	Top Width (m)	3.99	69.92	
Vel Total (m/s)	6.83	Avg. Vel. (m/s)	0.40	6.87	
Max Chl Dpth (m)	1.27	Hydr. Depth (m)	0.06	0.47	
Conv. Total (m3/s)	1071.1	Conv. (m3/s)	0.4	1070.7	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	3.99	70.35	
Min Ch El (m)	705.96	Shear (N/m2)	25.36	200.19	
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	2.16	Cum Volume (1000 m3)	6.43	40.30	0.95
C & E Loss (m)	0.18	Cum SA (1000 m2)	15.77	65.63	4.74
Q. Amojú RS: 750 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	710.20	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.88	Wt. n-Val.	0.080	0.025	
W.S. Elev (m)	707.32	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	707.95	Flow Area (m2)	0.73	39.82	
E.G. Slope (m/m)	0.054976	Area (m2)	0.73	39.82	
Q Total (m3/s)	300.33	Flow (m3/s)	0.47	299.85	
Top Width (m)	90.26	Top Width (m)	7.04	83.22	
Vel Total (m/s)	7.41	Avg. Vel. (m/s)	0.65	7.53	
Max Chl Dpth (m)	1.36	Hydr. Depth (m)	0.10	0.48	
Conv. Total (m3/s)	1280.9	Conv. (m3/s)	2.0	1278.9	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	7.04	83.78	
Min Ch El (m)	705.96	Shear (N/m2)	55.94	256.26	
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	2.04	Cum Volume (1000 m3)	10.05	54.71	2.74
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	19.16	77.02	7.09

Tabla 31.1. Resultados del modelamiento HEC RAS. Puente Mesones Muro y puente Pakamueros.

Q. Amojú RS: 750 Profile: TR100					
E.G. Elev (m)	710.43	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.08	Wt. n-Val.	0.080	0.025	
W.S. Elev (m)	707.36	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	708.01	Flow Area (m2)	0.99	42.69	
E.G. Slope (m/m)	0.058818	Area (m2)	0.99	42.69	
Q Total (m3/s)	332.86	Flow (m3/s)	0.73	332.12	
Top Width (m)	92.60	Top Width (m)	8.20	84.40	
Vel Total (m/s)	7.62	Avg. Vel. (m/s)	0.74	7.78	
Max Chl Dpth (m)	1.39	Hydr. Depth (m)	0.12	0.51	
Conv. Total (m3/s)	1372.5	Conv. (m3/s)	3.0	1369.5	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	8.20	85.00	
Min Ch El (m)	705.96	Shear (N/m2)	69.72	289.72	
Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	2.01	Cum Volume (1000 m3)	11.74	60.78	3.75
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	20.07	83.14	9.31
Q. Amojú RS: 750 Profile: TR200					
E.G. Elev (m)	710.61	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.22	Wt. n-Val.	0.080	0.026	
W.S. Elev (m)	707.39	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	708.08	Flow Area (m2)	1.31	45.77	
E.G. Slope (m/m)	0.061574	Area (m2)	1.31	45.77	
Q Total (m3/s)	365.71	Flow (m3/s)	1.09	364.62	
Top Width (m)	95.05	Top Width (m)	9.42	85.63	
Vel Total (m/s)	7.77	Avg. Vel. (m/s)	0.83	7.97	
Max Chl Dpth (m)	1.43	Hydr. Depth (m)	0.14	0.53	
Conv. Total (m3/s)	1473.8	Conv. (m3/s)	4.4	1469.4	
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	9.43	86.26	
Min Ch El (m)	705.96	Shear (N/m2)	83.90	320.40	
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	19151.15	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.97	Cum Volume (1000 m3)	13.38	66.96	4.92
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	20.65	88.55	11.03

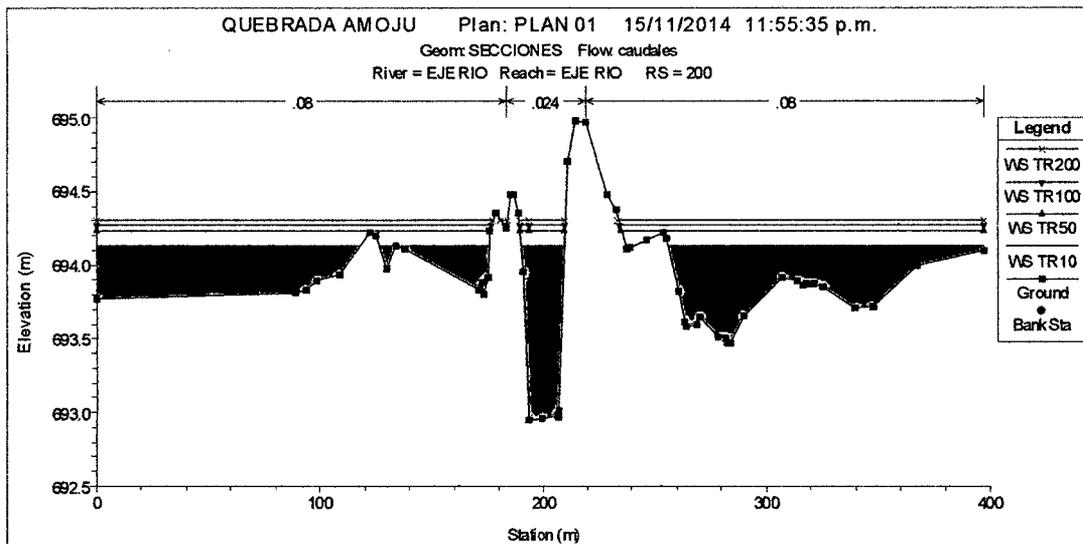


Figura 28. Sección de la quebrada sector San Camilo.

Aguas abajo por el sector San Camilo se observa notoriamente un problema de inundación ya que son playas que no cuentan con defensas ribereñas (muros de contención). En la imagen se observa notoriamente a los distintos TR un desborde de los caudales analizados.

Tabla 32. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector San Camilo

Q. Amojú RS: 200 Profile: TR10					
E.G. Elev (m)	694.43	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.30	Wt. n-Val.	0.080	0.040	0.080
W.S. Elev (m)	694.13	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	694.21	Flow Area (m2)	30.33	73.50	2.49
E.G. Slope (m/m)	0.030592	Area (m2)	30.33	73.50	2.49
Q Total (m3/s)	224.62	Flow (m3/s)	32.27	191.31	1.04
Top Width (m)	331.86	Top Width (m)	89.04	213.07	29.75
Vel Total (m/s)	2.11	Avg. Vel. (m/s)	1.06	2.60	0.42
Max Chl Dpth (m)	1.18	Hydr. Depth (m)	0.34	0.34	0.08
Conv. Total (m3/s)	1284.2	Conv. (m3/s)	184.5	1093.8	6.0
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	89.40	213.62	29.78
Min Ch El (m)	692.95	Shear (N/m2)	101.80	103.21	25.10
Alpha	1.33	Stream Power (N/m s)	19014.22	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.06	Cum Volume (1000 m3)	2.47	16.20	0.76
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	7.05	21.70	2.65

Tabla 32.1. Resultados del modelamiento HEC RAS. Sector San Camilo

Q. Amojú RS: 200 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	694.52	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.29	Wt. n-Val.	0.080	0.043	0.080
W.S. Elev (m)	694.23	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	694.29	Flow Area (m2)	39.30	96.35	5.49
E.G. Slope (m/m)	0.031799	Area (m2)	39.30	96.35	5.49
Q Total (m3/s)	300.33	Flow (m3/s)	50.61	245.77	3.95
Top Width (m)	358.39	Top Width (m)	89.04	239.60	29.75
Vel Total (m/s)	2.13	Avg. Vel. (m/s)	1.29	2.55	0.72
Max Chl Dpth (m)	1.28	Hydr. Depth (m)	0.44	0.40	0.18
Conv. Total (m3/s)	1684.2	Conv. (m3/s)	283.8	1378.2	22.2
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	89.50	240.21	29.89
Min Ch El (m)	692.95	Shear (N/m2)	136.93	125.08	57.26
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	19014.22	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.11	Cum Volume (1000 m3)	4.94	24.01	2.16
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	9.55	26.28	3.84
Q. Amojú RS: 200 Profile: TR100					
E.G. Elev (m)	694.55	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.28	Wt. n-Val.	0.080	0.045	0.080
W.S. Elev (m)	694.27	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	694.33	Flow Area (m2)	42.88	106.04	6.69
E.G. Slope (m/m)	0.031575	Area (m2)	42.88	106.04	6.69
Q Total (m3/s)	332.86	Flow (m3/s)	58.31	269.08	5.47
Top Width (m)	361.28	Top Width (m)	89.04	242.49	29.75
Vel Total (m/s)	2.14	Avg. Vel. (m/s)	1.36	2.54	0.82
Max Chl Dpth (m)	1.32	Hydr. Depth (m)	0.48	0.44	0.22
Conv. Total (m3/s)	1873.2	Conv. (m3/s)	328.1	1514.3	30.8
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	89.54	243.11	29.93
Min Ch El (m)	692.95	Shear (N/m2)	148.30	135.05	69.17
Alpha	1.21	Stream Power (N/m s)	19014.22	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.13	Cum Volume (1000 m3)	6.14	27.18	2.87
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	10.18	28.25	4.30
Q. Amojú RS: 200 Profile: TR200					
E.G. Elev (m)	694.59	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.29	Wt. n-Val.	0.080	0.046	0.080
W.S. Elev (m)	694.30	Reach Len. (m)	50.00	50.00	50.00
Crit W.S. (m)	694.35	Flow Area (m2)	45.62	113.54	7.60
E.G. Slope (m/m)	0.032754	Area (m2)	45.62	113.54	7.60
Q Total (m3/s)	365.71	Flow (m3/s)	65.82	293.00	6.89
Top Width (m)	364.51	Top Width (m)	89.04	245.72	29.75
Vel Total (m/s)	2.19	Avg. Vel. (m/s)	1.44	2.58	0.91
Max Chl Dpth (m)	1.35	Hydr. Depth (m)	0.51	0.46	0.26
Conv. Total (m3/s)	2020.7	Conv. (m3/s)	363.7	1618.9	38.1
Length Wtd. (m)	50.00	Wetted Per. (m)	89.57	246.36	29.96
Min Ch El (m)	692.95	Shear (N/m2)	163.60	148.04	81.49
Alpha	1.19	Stream Power (N/m s)	19014.22	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	1.13	Cum Volume (1000 m3)	7.32	30.31	3.64
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	10.55	29.81	5.09

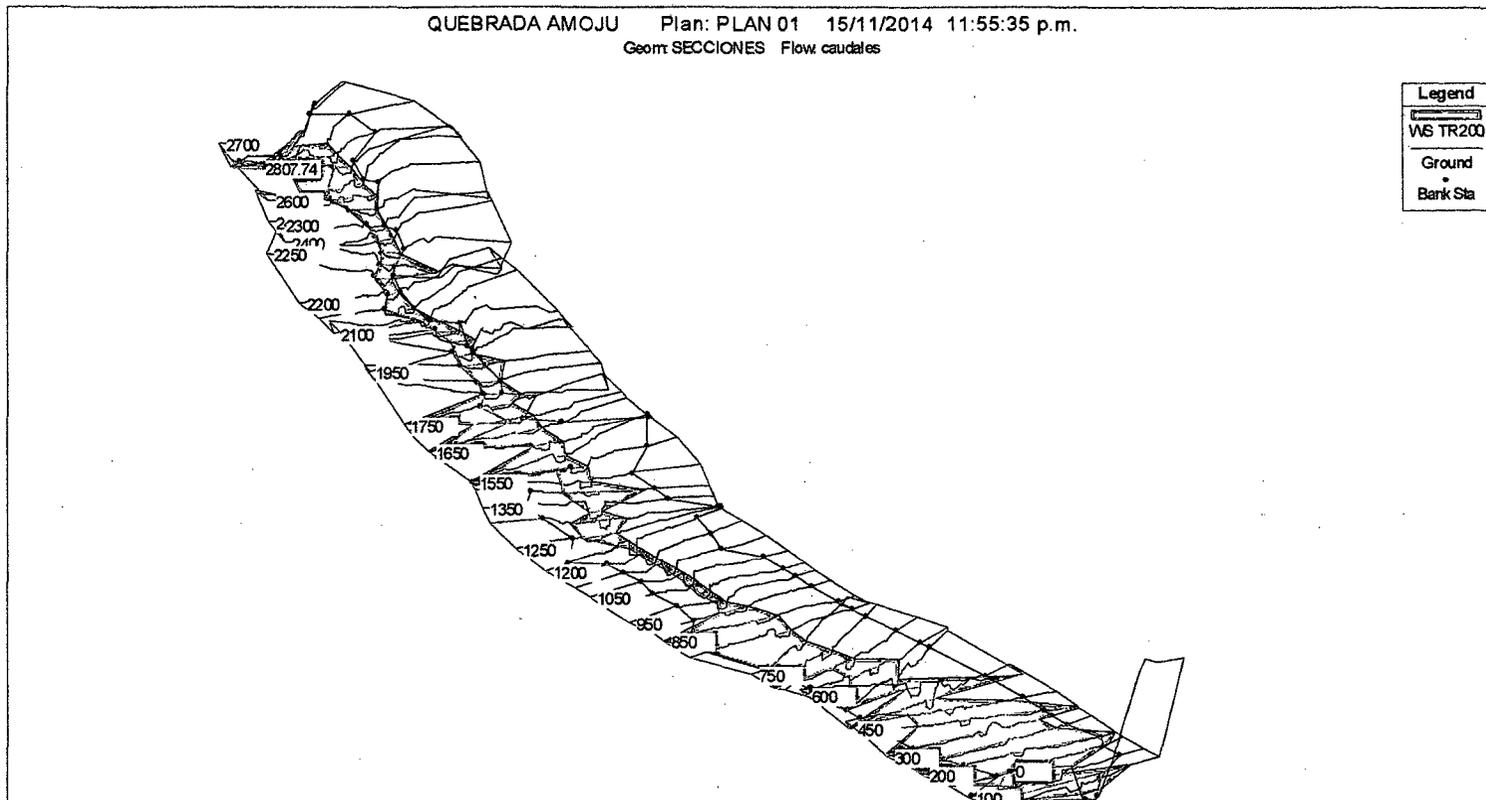


Figura 29. Vista 3D de las secciones transversales de la quebrada Amojú

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

El tramo de la quebrada Amojú, que recorre por la zona urbana de la ciudad de Jaén, ante eventos de máximas avenidas, generarán caudales que sí ocasionarán áreas de inundación, así tenemos:

- Por la máxima avenida de caudal de $224,62 \text{ m}^3/\text{s}$ en un tiempo de retorno de 10 años, el área de inundación en todo el trayecto urbano es de $202\,805,20 \text{ m}^2$.
- Así mismo en un tiempo de retorno de 50 años, con un caudal de $303,33 \text{ m}^3/\text{s}$, el área de inundación en todo el trayecto urbano es de $234\,895,87 \text{ m}^2$.
- En un tiempo de retorno de 100 años, con un caudal de $332,86 \text{ m}^3/\text{s}$, el área a inundar en la zona urbana de Jaén es de $292\,451,52 \text{ m}^2$.
- Y en un tiempo de retorno de 200 años, con el caudal de $365,71 \text{ m}^3/\text{s}$, el área a inundar es de $340\,000,87 \text{ m}^2$.

Según la topografía y los caudales que ha generado la quebrada Amojú para los diferentes tiempos de retorno, como resultado del modelamiento hidráulico se han determinado tres puntos críticos donde se producen los desbordes:

- El primer punto crítico se ubica en el sector El Parral, altura de la progresiva 2+700 en las coordenadas UTM 741687 E, 9368386 N;
- El segundo punto crítico se encuentra en el sector Mariano Melgar, altura de la progresiva 0+980 en las coordenadas UTM 743186 E, 9368783 N; y
- El tercer punto crítico se ubica en el puente Pakamuros en la progresiva 0+500 en las coordenadas UTM 743568 E, 9369064 N.

Las zonas y lugares que afectan dichos puntos críticos de desborde se pueden apreciar en los planos diseñados de las áreas de inundación de la quebrada Amojú en la ciudad de Jaén en los tiempos de retorno de 10, 50, 100 y 200 años.

El volumen de agua a desbordar en los puntos críticos mencionados para los distintos tiempos de retorno se detallan a continuación:

TR: 10 años

Caudal: 224,62 m³/s

Área de Inundación: 202 805,20 m²

Volumen de desborde (1000 m³):

	Izq.	Cent.	Der.
Punto C. 01:	8,61	109,15	2,68
Punto C. 02:	6,44	46,17	0,95
Punto C. 03:	6,42	28,32	0,95

TR: 50 años

Caudal: 300,33 m³/s

Área de Inundación: 234 895,87 m²

Volumen de desborde (1000 m³):

	Izq.	Cent.	Der.
Punto C. 01:	13,66	139,04	5,14
Punto C. 02:	10,07	58,87	2,74
Punto C. 03:	9,89	39,96	2,74

TR: 100 años

Caudal: 332,86 m³/s

Área de Inundación: 292 451,52 m²

Volumen de desborde (1000 m³):

	Izq.	Cent.	Der.
Punto C. 01:	16,04	151,60	6,48
Punto C. 02:	11,77	68,12	3,75
Punto C. 03:	11,47	44,88	3,65

TR: 200 años

Caudal: 365,71 m³/s

Área de Inundación: 340 000,87 m²

Volumen de desborde (1000 m³):

	Izq.	Cent.	Der.
Punto C. 01:	18,42	164,52	8,05
Punto C. 02:	13,41	74,77	4,92
Punto C. 03:	13,02	49,89	4,65

De acuerdo a la hipótesis planteada para caudales en distintos tiempos de retorno si originan desbordes en la zona urbana de la ciudad de Jaén, causando áreas de inundación tal como se detalla en la primera conclusión, por la tanto se acepta la hipótesis planteada.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda a la facultad de ingeniería, para la elaboración de trabajos de hidrología e hidráulica, los datos utilizados, tales como información del sistema geográfico (topografía detallada del cauce, plano de la cuenca); e información pluviométrica (precipitación máxima de 24 horas, mensuales, etc.), deben estar permanentemente actualizados y complementados.

En la modelación hidráulica de un tramo de río o quebrada se debe tener en cuenta la ubicación de infraestructuras existentes (obras de arte, puentes, etc) que cruzan en cada punto de las progresivas del río o quebrada en estudio.

En los mapas de peligro por inundación se recomienda señalar también el tipo de planificación urbana que se debe o no construir cerca a las riveras o dentro de las áreas de inundación.

El enfoque de este trabajo es para obtener la factibilidad técnica y económica, donde los mapas de peligro por inundación deben ser tomados de manera preliminar para la elaboración de proyectos ejecutivos: obras de arte (puentes, muros de contención, etc.), zonificación y planeamiento urbano.

Referencias Bibliográficas

- Alvitres, V. 2000. Método científico. Planificación de la investigación. Perú: Ed. Ciencia. 205 p.
- Cárdenas M, PA. 2008. Manual de Cálculo Hidrológico e Hidráulico a Emplearse en Estructuras de Paso en Ríos. Tesis Ing. Civil. Venezuela, Universidad de los Andes. 94 p.
- Chow, VT; Maidement, DR; Mays, LW. 1994, "Hidrología Aplicada". Primera edición. McGraw-Hill. Interamericana S.A. Bogotá, Colombia.
- Fattorelli, S; Fernández, PC. 2011, "Diseño Hidrológico" Segunda Edición. Edición digital, publicada en la biblioteca virtual de la WASA-GN
- ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia. 2010). Proyecto de manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC. Lima, PE. 150p.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. 2014, "Censos Nacionales 2007 – XI de Población y VI de Vivienda". (En línea) Sistema de consulta de resultados censales. Cuadros estadísticos. Consultado 20/08/2014. Disponible en <http://censos.inei.gob.pe/cpv2007/tabulados/#>
- La República. 2014. Quebrada Amojpu se desborda en Jaén y deja varias familias damnificadas. (En línea). Noticias Perú, Región Norte. Consultado 19 jul. 2014. Disponible en <http://www.larepublica.pe/19-05-2014/quebrada-amojpu-se-desborda-en-jaen-y-deja-varias-familias-damnificadas>.
- Nanía, LS; Molero, E. 2007, "Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1 - Modelación de Ríos con HEC-RAS y SIG". Edición digital. Universidad de Granada, España.
- Hernández G, JA. 2011. Inundación y Precariedad: adaptación y respuesta en la zona peri – urbana de la ciudad de Morelia, Michoacán. Tesis Doctor en Geografía, Universidad Autónoma de México, 292 p.

ANEXOS

Anexo A: Imágenes y fotografías

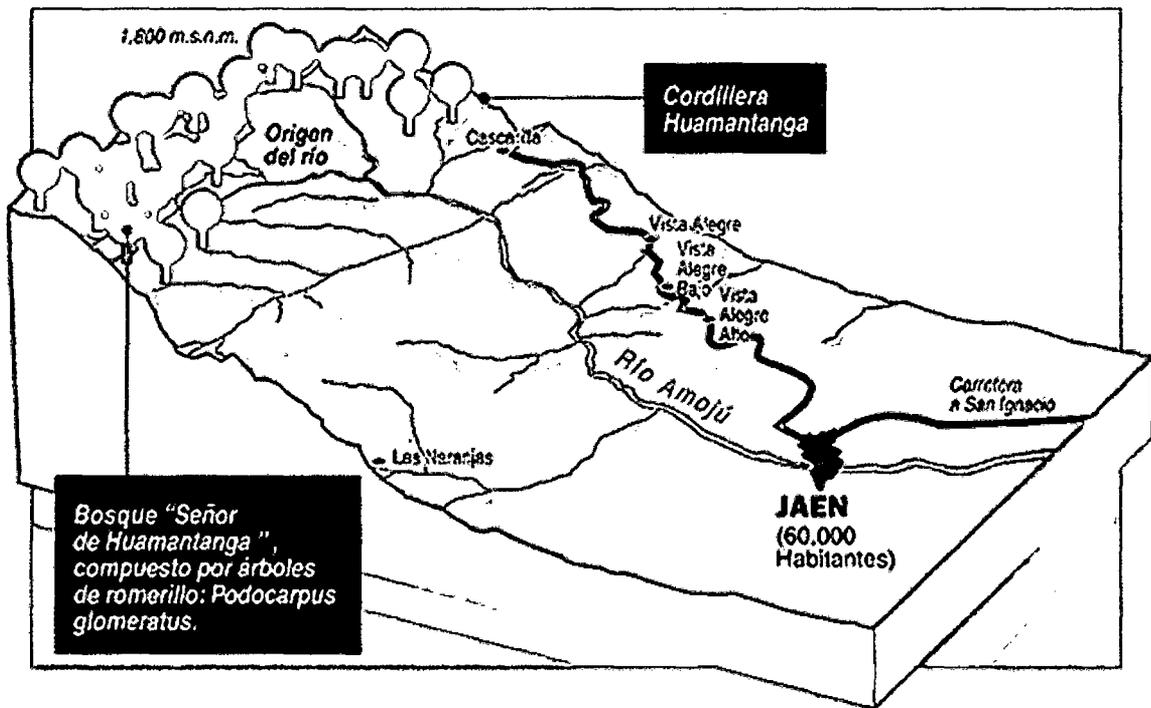


Imagen 01. Vista esquema quebrada Amejú, origen y recorrido.



Imagen 02. Vista del sector crítico El Parral, zona de inicio del estudio, se observa el efecto de socavación que ha originado en una máxima avenida de caudal.



Imagen 03. Vista del sector crítico El Parral, se observa como la sección de la quebrada se ha ensanchado buscando un punto de salida.



Imagen 04. Vista del tramo sector El Parral – puente Orellana, se observa acumulación de sedimentos.



Imagen 05. Vista del tramo puente Pardo y Miguel – puente Mesones Muro, en cambio en esta imagen se observa la socavación que se ha generado en los muros de contención.



Imagen 06. Tramo del puente M. Muro – puente Manco Capac, la acumulación de sedimentos acorta la sección de la quebrada produciendo en la vista hacia el fondo el 2do punto crítico en el sector Las Brisas, pasando el puente Manco Capac.



Imagen 07. Tramo puente Manco Capac – puente Pakamuros, vista de un tramo de la quebrada con limpieza y sembrío de árboles en la zona alta de las orillas, lo cual favorece protegiendo el talud de dichas orillas.



Imagen 08. Vista del tramo aguas debajo de la quebrada pasando el puente Pakamuros, donde todo el sedimento de la parte alta se ha acumulado en gran volumen, siendo este uno de los tramos críticos resultado del estudio.



Imagen 09. Tramo final del estudio, sector San Camilo.



Imagen 10. El sector San Camilo en épocas de máximas avenidas sufre la acumulación de sedimentos que trae consigo la quebrada, tal como se observa en la imagen.

Anexo B: Información pluviométrica



PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ"
"AÑO DE LA PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"

ESTACION: LA CASCARILLA
CATEGORIA: "CO"

LAT.: 05° 40' 18,3"
LONG.78° 53' 51,6"
ALT.: 2005 msnm

DPTO: CAJAMARCA
PROV: JAEN
DIST: JAEN

INFORMACION PLUVIOMETRICA

Periodo: 1993 - 2013

PREPARADA PARA: Juan A. Olano Guzmán

PRECIPITACION (mm)
Máxima de 24 horas

Table with 13 columns (Año, Ene., Feb., Mar., Abr., May., Jun., Jul., Ago., Set., Oct., Nov., Dic.) and 21 rows (1993-2013) showing precipitation data.

S/D=Sin Dato



ING° HUGO PANTOJA TAPIA
Registro CIP: 74329
Director Regional SENAMHI-Lambayeque

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Lima: Jirón Cahuipe N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287
Los Pinos N° 290 Urb. Sta. Victoria, Telf. (074)-225589 dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe
Pág. Web www.senamhi.gob.pe E-mail: senamhi@senamhi.gob.pe





PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ" "AÑO DE LA PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"



ESTACION: JAEN

CATEGORIA: "CP"

LAT.: 05° 40' 36"

LONG. 78° 46' 27"

ALT.: 654 msnm

DPTO: CAJAMARCA

PROV: JAEN

DIST.: JAEN

INFORMACION PLUVIOMETRICA

Periodo: 1993 - 2013

PREPARADA PARA: Juan A. Olano Guzmán

PRECIPITACION (mm) Máxima de 24 horas

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	7,87	62,56	45,19	11,78	18,82	7,73	4,67	36,10	72,94	24,81	38,85	30,44
1994	14,70	58,46	35,44	57,94	13,87	12,24	6,56	4,75	48,20	7,54	17,39	14,06
1995	4,94	25,51	23,81	22,74	10,18	4,60	10,26	56,98	7,81	9,52	41,22	36,00
1996	7,90	25,70	18,00	11,20	16,50	14,70	0,50	6,70	13,70	19,80	18,40	38,00
1997	11,00	16,70	14,40	30,00	9,66	4,24	7,41	11,97	13,34	23,74	31,61	33,94
1998	26,59	76,25	41,16	37,27	31,44	18,50	3,10	21,82	23,25	29,68	35,65	15,39
1999	24,97	73,60	17,34	16,95	20,36	17,86	5,91	6,16	27,57	24,92	23,13	44,23
2000	7,10	70,45	49,15	39,80	67,99	18,06	8,18	75,14	40,81	3,61	10,89	18,02
2001	33,88	32,71	26,26	22,64	14,83	3,29	7,08	77,94	61,48	10,96	75,31	17,95
2002	7,26	31,63	38,37	18,24	27,04	4,05	12,70	1,26	8,14	25,28	34,01	29,71
2003	6,93	54,34	15,18	15,46	17,14	28,03	8,93	2,30	11,12	15,67	37,01	17,92
2004	7,50	6,80	17,70	30,60	38,10	18,00	2,40	7,20	17,00	19,40	18,20	12,00
2005	6,50	42,00	36,20	31,00	10,20	18,30	1,90	14,50	18,70	27,90	78,50	31,50
2006	18,50	38,70	23,00	9,40	13,50	26,50	1,30	8,50	5,60	11,70	15,50	16,00
2007	7,60	27,00	32,50	29,00	29,30	13,00	27,20	7,50	7,20	45,90	38,90	22,60
2008	17,00	37,20	63,70	10,20	15,80	26,90	17,40	3,40	9,93	24,57	77,48	9,96
2009	21,47	54,12	29,48	13,67	22,19	8,30	8,30	14,64	14,52	20,23	59,48	23,59
2010	16,60	32,80	5,50	41,50	12,50	13,30	4,00	22,90	10,70	24,00	12,10	30,00
2011	25,50	39,50	48,90	39,80	70,60	4,50	21,80	5,80	2,50	30,80	23,50	38,70
2012	23,80	32,60	22,50	27,50	7,80	17,00	6,40	6,80	5,20	26,00	23,20	12,20
2013	9,40	47,00	10,30	18,80	12,90	9,00	6,40	7,40	14,00	56,90	0,70	18,60

S/D=Sin Dato



ING° HUGO PANI OJA TAPIA
Registro C.O. 74329
Director Regional SENAMHI-Lambayeque

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Lima: Jirón Cahuide N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287

Los Pinos N° 290 Urb. Sta. Victoria, Telf. (074)-225589 dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe

Pág. Web www.senamhi.gob.pe E-mail: senamhi@senamhi.gob.pe





PERÚ

Ministerio del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI

2007-2016 "DECENIO DE LAS PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN EL PERÚ" "AÑO DE LA PROMOCION DE LA INDUSTRIA RESPONSABLE Y DEL COMPROMISO CLIMATICO"

ESTACION : CHONTALI / 000250 /DRE - 02 LAT.: 1°38' 37 "S" DPTO: CAJAMARCA
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA ENLONG.79°55" "W" PROV: JAEN
ALT: 1627 msnm DIST. CHONTALI

INFORMACION PLUVIOMETRICA

Periodo: 1993 - 2013

PREPARADA PARA: Juan A. Olano Guzmán

PRECIPITACION (mm)
Máxima de 24 horas

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	16,8	22,6	28,4	22,4	14,6	16,4	8,4	4,2	8,8	36,8	20,2	38,2
1994	48,4	17,4	32,2	26,8	19	26,6	12	6,4	22,7	19	13	24,2
1995	28,8	8,8	22,6	12,8	16,2	10,2	16	10,1	8	8,8	46,8	44,2
1996	38,4	27	38,8	28,6	26,2	5,3	6,2	10	22,4	40,8	32	9,6
1997	47	20,2	12,3	50,4	15,8	9,4	10,4	6,6	20	22,8	29,8	35
1998	24,5	32,8	25,6	51,3	35,1	22,4	5,8	4	11	36,2	34,7	19,8
1999	23,8	43	24,4	25,5	21	29	9,3	8,3	16,2	51,6	27,2	42,3
2000	11,6	34,3	92,5	30,6	31,2	24,6	12,8	6	27	8,5	6,7	24,2
2001	70,5	13,3	21,7	31,9	13,3	4,7	11	6,6	30	13,4	43,3	20,5
2002	27,2	18,2	17,4	24,7	21,5	6	20,3	1,7	15,3	28,8	29	19,9
2003	30,9	24,6	22,6	32	23,9	30,5	10,8	3,1	9,2	48	28,7	22,2
2004	46,6	7,8	33,1	52,2	17,8	12,3	7,8	5,6	15,5	50,3	20,3	24,8
2005	34,4	47,3	41,9	66,3	25,8	15	4,3	5,8	29,1	23,8	32,6	33,3
2006	25,8	24,6	44,2	42	15,7	34,1	5,3	3,2	3,5	28	45,6	21,9
2007	17,2	10,7	34,8	28,7	20,7	22,7	13,3	10,8	4,6	37,9	51,6	20,8
2008	20,8	66,2	25,1	31,4	11,4	12,2	11,9	6,9	15	36,9	69,5	11,5
2009	49,5	20,2	48,2	42	27,4	17,3	15,2	10,2	12,4	22,3	20,2	25,8
2010	12,4	77,9	56,7	19,4	17,6	15,5	4,5	7,8	13,5	14,9	18	30,2
2011	42,5	39,4	44,1	38,2	21,5	8,6	14,9	3,5	44,4	23,7	30,7	44,5
2012	42,1	46,6	38,8	83,7	48	12,3	13,6	6,4	3,7	46,4	46,9	24,3
2013	17,9	33,4	33,4	10,5	27,5	33,2	36,9	18,9	15,8	29,5	3,5	19,5

S/D=Sin Dato



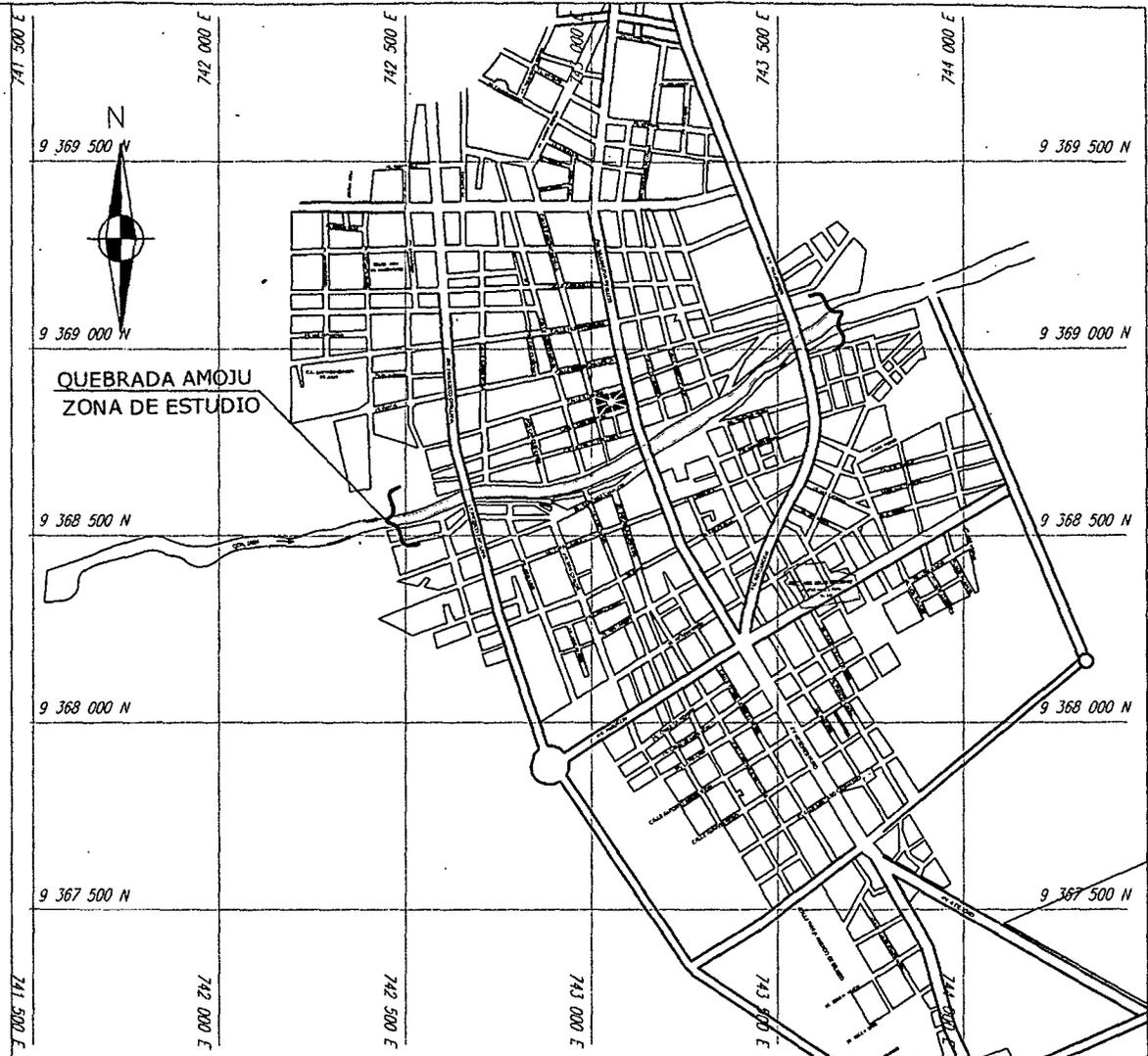
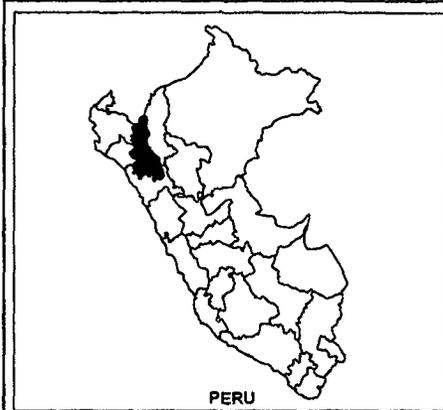
ING° HUGO PANTOJA TAPIA
Registro C.I.: 74329
Director Nacional SENAMHI-Lambayeque

Ciencia y Tecnología Hidrometeorológica al Servicio del País

Lima: Jirón Cahuide N° 785-Lima 11, Casilla Postal 1308 Telf.: (51-1) 614-1414 Fax: 471-7287
Los Pinos N° 290 Urb. Sta. Victoria, Telf. (074)-225589 dr02-lambayeque@senamhi.gob.pe
Pág. Web www.senamhi.gob.pe E-mail: senamhi@senamhi.gob.pe



Anexo C: Planos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

TESIS:
DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE INUNDACIÓN POR MÁXIMA AVENIDA DE LA QUEBRADA AMOJÚ, EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA

PLANO: UBICACION - LOCALIZACION	TESISTA: JIMMY VALDIVIA G.	FECHA : NOVIEMBRE 2014	PLANO N° : UL-01
	DIBUJO: JIMMY V. G.	ESC. : 1/20 000	