

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN



**EVALUACIÓN DEL NIVEL HIDRÁULICO DE LA DEFENSA RIBEREÑA DE
LA QUEBRADA MAGLLANALANTE UNA MÁXIMA AVENIDA EN EL
SECTOR OESTE DE LA CIUDAD DE JAÉN - CAJAMARCA**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Presentado por:

BACHILLER: BENITES DÍAZ DUBERLI

ASESOR: MCS. BADA ALDAVE ALBERTICO ALADINO

Jaén - Cajamarca - Perú

2014

COPYRIGHT © 2014 by

DUBERLI BENITES DIAZ

Todos los derechos reservados

AGRADECIMIENTO

A Jehová todopoderoso, quien estuvo en todo momento conmigo y me dio la fortaleza y voluntad para hacer mis sueños realidad

A mi asesor, Mcs: Albertico Aladino Bada Aldave por su valorable ayuda y colaboración desinteresada en el desarrollo de la investigación

A todos los profesionales, compañeros y amigos, que de alguna u otra forma colaboraron e hicieron posible la realización de esta tesis

A:

Mi familia, quienes me brindaron su cariño, amor, paciencia y apoyo incondicional durante toda mi carrera profesional, sin cuya ayuda no habría sido posible lograr esta meta

CONTENIDO

	Páginas
Agradecimiento.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Índice de tablas.....	vi
Índice de figuras.....	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. Antecedentes teóricos de la investigación.....	4
2.2. Bases Teóricas.....	6
2.3. Definición de términos básicos.....	30
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	33
3.1. Ubicación geográfica de la investigación.....	33
3.2. Tiempo y época.....	33
3.3. Procedimientos.....	33
3.3. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados.....	37
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	38
4.1. Estudio Hidrológicos.....	38
4.2. Estudio Hidráulico.....	51
4.3. Discusión.....	54
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	58
5.1. Conclusiones.....	58
5.2. Recomendaciones.....	58
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	59
ANEXOS.....	61

ÍNDICE DE TABLAS

Tablas	Páginas
Tabla 1. Valores de Período de Retorno T (Años).....	11
Tabla 2. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	12
Tabla 3. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	22
Tabla 4. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.....	23
Tabla 5. Coeficientes de escorrentía método racional.....	24
Tabla 6. Correlación Precipitación/Altitud.....	38
Tabla 7. Correlación Precipitación/Altitud utilizando la ecuación polinómica de 2°.....	39
Tabla 8. Precipitaciones máximas en 24 horas corregidas con un factor de altitud de estación la Cascarilla.....	40
Tabla 9. Análisis estadístico de los datos.....	41
Tabla 10. Precipitación Máxima en 24 horas corregida.....	42
Tabla 11. Lluvias máximas, para 60 minutos.....	42
Tabla 12. Intensidades máximas (mm/hora).....	43
Tabla 13. Resultado del análisis de regresión.....	43
Tabla 14. Intensidades máximas en (mm/h), para 120 minutos.....	44
Tabla 15. Método del bloque alterno para T= 50 años.....	45
Tabla 16. Método del bloque alterno para T= 100 años.....	45
Tabla 17. Datos de la microcuenca quebrada Magllanal.....	46
Tabla 18. Determinación del numero adimensional de curva CN.....	47
Tabla 19. Precipitación efectiva (Pe) para T= 50 años.....	47
Tabla 20. Precipitación efectiva (Pe) para T= 100 años.....	48
Tabla 21. Cálculo del caudal máximo para T= 50 años.....	48
Tabla 22. Cálculo del caudal máximo para T= 100 años.....	48
Tabla 23. Hidrograma unitario de diseño para T= 50 años.....	50
Tabla 24. Hidrograma unitario de diseño para T= 100 años.....	50

Tablas	Páginas
Tabla 25. Resume del nivel hidráulico para T=50 años.....	51
Tabla 26. Resume del nivel hidráulico para T=100 años.....	51
Tabla 27. Cálculos para la obtención de la curva hipsométrica.....	66
Tabla 28. Cálculos para la obtención de la elevación media.....	67
Tabla 29. Datos pluviométricos Estación Chontalí.....	68
Tabla 30. Datos pluviométrico Estación Jaén.....	69
Tabla 31. Datos pluviométrico Estación La Cascarilla.....	70
Tabla 32. Distribución Normal de las precipitaciones máximas en 24 horas	71
Tabla 33. Distribución Log Normal 2 parámetros de las precipitaciones máximas en 24 horas.....	71
Tabla 34. Distribución Log Normal 3 parámetros de las precipitaciones máximas en 24 horas.....	72
Tabla 35. Media reducida Y_n para la distribución log Gumbel.....	72
Tabla 36. Desviación típica reducida S_n para la distribución log Gumbel....	73
Tabla 37. Regresión múltiple.....	73
Tabla 38. Resumen del análisis de datos Excel (Y vs X1, X2).....	74
Tabla 39. Tipos de suelos en la cuenca del río Amojú.....	75
Tabla 40. Conductos Abiertos Revestidos.....	79
Tabla 41. Conductos Abiertos Excavados.....	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figuras	Páginas
Figura 1. Hietograma de Diseño.....	19
Figura 2. Variables en el método.....	20
Figura 3. Hietograma de Precipitación efectiva.....	21
Figura 4. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.....	26
Figura 5. Área de ubicación del distrito de Jaén.....	33
Figura 6. Altitud vs precipitación.....	39
Figura 7. Precipitaciones máximas en 24 horas estación la Cascarilla.....	40
Figura 8. Curvas Intensidad-Duración y Frecuencia.....	44
Figura 9. Resultado del Hidrograma unitario triangular.....	49
Figura 10. Resultado del Hidrograma triangular SCS.....	49
Figura 11. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+100	52
Figura 12. Sección del badén en la intercepción de la calle Pedro Ruiz en la estación del Km 0+320.....	53
Figura 13. Sección acceso en el muro de encauzamiento estación Km 0+215	54
Figura 14. En la vista se observa, el estudio topográfico, se realizó con estación total, tomando medidas desde el fondo hasta la corona de la defensa ribereña.....	61
Figura 15. En la vista se observa, el punto de inicio del estudio de la defensa ribereña, que se ubica a 100 m aguas arriba del cruce con el pasaje Pedro Ruiz.....	61
Figura 16. En la vista se observa, los muros de encauzamiento que componen la defensa ribereña con 2,00 m de altura.....	62
Figura 17. En la vista se observa, el badén que cruza el pasaje José Olaya con un tirante hidráulico menor a 0,50 m.....	62
Figura 18. En la vista se observa la obstrucción de la calle José Carlos Mariátegui, que solo cuenta con un acceso de graderías para cruzar la defensa ribereña.....	63

Figura 19. En la vista se observa, la interrupción de los muros de encauzamiento por entradas o accesos a las viviendas anexas a la defensa ribereña.....	63
Figura 20. En la vista se observa, el badén que cruza la calle Pedro Ruiz con un tirante hidráulico menor a 0,50 m.....	64
Figura 21. En la vista se observa, el puente peatonal que cruza la calle Dos de Mayo, que se ha construido con la finalidad de cruzar ante una máxima avenida.....	64
Figura 22. En la vista se observa, el badén que cruza la calle Dos de Mayo con un tirante hidráulico menor a 0,50 m.....	65
Figura 23. En la vista se observa, el punto de final del estudio de la defensa ribereña, que se ubica a 20 m aguas debajo del cruce con la calle Dos de Mayo.....	65
Figura 24. Perfil longitudinal de la quebrada Magllanal del tramo en estudio	76
Figura 25. Vista en 3D de la quebrada Magllanal del tramo en estudio.....	76
Figura 26. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+160.....	77
Figura 27. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+310.....	77
Figura 28. Sección Badén intercepción calle 2 de mayo en la estación 0+320.....	78
Figura 29. Sección Badén intercepción pasaje José Olaya en la estación 0+325.....	78

RESUMEN

La defensa ribereña de la quebrada Magllanal, está compuesta por dos tipos de estructuras de concreto, muros de encauzamiento de 2,00 m de altura y badenes en la intercepción de las calles con un tirante hidráulico menor a 0,50 m, a fin de mantener la transitabilidad peatonal y vehicular, también se ha observado la interrupción de los muros por los accesos a las viviendas anexas a la defensa. Debido a estas condiciones desfavorables se realizó la investigación, con el objetivo de evaluar el nivel hidráulico de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, ante una máxima avenida en el sector oeste de la ciudad de Jaén. Este estudio está hecho con información pluviométrica recaudada del SENAMHI e instituciones locales y un levantamiento topográfico del cauce de la quebrada y la defensa. El procesamiento de los datos se realizó utilizando formulas empíricas, científicas y el uso de softwars (Hec-Ras, Civil 3D y Excel). Mediante el estudio hidrológico se obtuvo una máxima avenida de $33,43\text{m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de $T=100$ años y con el estudio hidráulico se determinaron los máximos niveles hidráulicos de 1,52 m para los muros de defensa ribereña y de 1,25 m para los badenes. Estos resultados indican que los muros son suficientes para defender ante una máxima avenida, pero los badenes por su bajo tirante y así como la interrupción de los muros por los accesos a las viviendas anexas a la defensa, son insuficientes y generan los puntos de desborde o salida de la quebrada ante la máxima avenida de diseño en el sector oeste Magllanal.

Palabras clave: Defensa ribereña, estudio hidrológico, periodo de retorno, máxima avenida, estudio hidráulico, nivel hidráulico, desborde.

ABSTRACT

The defense riverside of the gully Magllanal, It's composed by two types of structures of concrete, walls of encauzamiento of 2,00 m of height and potholes in the interception of the streets with a brace hydraulic minor to 0,50 m, in order to support the transit pedestrian and of vehicles, also I observed the interruption of the walls by the accesses to the housings attached to the defense. Due to these unfavorable conditions the investigation was realized, with the aim of evaluate the level hydraulic of the defense riverside of the gully Magllanal, before a maxim flow on the sector west of the city of Jaen. This study is done with information of rains collected of the SENAMHI and local institutions and a topographic raising of the riverbed of the gully and the defense. The processing of the information was realized using empirical formulae, scientific and the use of softwars (Hec-Ras, Civil 3D and Excel). Across of the hydrological study was obtained a maxim flow of 33,43 m³/s for a return period of T=100 years and with the hydraulic study I found the maximum levels hydraulic of 1,52 m for the walls of the defense riverside and of 1,25 m for the potholes. These results indicate that the walls are sufficient to defend suede a maxim flow, but the potholes by his low brace and as the interruption of the walls for the accesses to the housings attached to the defense, are insufficient and generate the points of overflow or exit of the gully suede the maxim flow of design on the sector west Magllanal.

Key words: defense riverside, hydrological study, return period, maxim flow, hydraulic study, level hydraulic, overflow.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger las áreas aledañas a los ríos, contra los procesos de erosión de sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua, que tiende arrastrar el material ribereño y la socavación que ejerce el río debido al régimen de las precipitaciones abundantes sobre todo en época de invierno. Para llevar a cabo un proyecto de defensas fluviales es fundamental contar con una serie de información preliminar o antecedentes que permitan diagnosticar el problema que se quiere solucionar; como: hidrológicos, topográficos, geomorfológicos y también se requerirán antecedentes sobre inundaciones, daños provocados y las zonas afectadas, que sirven para realizar su dimensionamiento con un nivel hidráulico que garantice un encauzamiento ante una máxima avenida.

Los principales peligros que amenazan a la ciudad de Jaén están relacionados con las altas precipitaciones pluviales en los meses de diciembre, abril que se incrementan los caudales muy rápidamente, aumentando su carácter destructivo a medida que las aguas bajan a niveles inferiores, el peligro potencial del agua se traduce en inundaciones que se originan principalmente por el desborde de las quebradas que atraviesan la ciudad, debido a la sobrecarga hídrica; así tenemos: la quebrada Jaén o río Amojú que cruza por el sector este, la quebrada Zanja Honda que cruza al sur sector de Fila Alta y la quebrada Magllanal que cruza al oeste sector Magllanal.

Para el estudio de esta investigación nos limitamos a estudiar el sector oeste de la ciudad (Magllanal), que se encuentra en la parte alta de la ciudad, es atravesado por una quebrada de forma sinuosa con una longitud total de 1 455,00 m. hasta entregar sus aguas al río Amojú, que en presencia de altas precipitaciones pluviales genera movimiento de flujos de agua y lodo con alta velocidad debido a la morfología y estructura del terreno, produciendo inundaciones a las viviendas aledañas a su cauce. Según el estudio que realizó INDECI, este sector se encuentra en una zona de peligro muy alto de vulnerabilidad ante el fenómeno de origen climático; Sin embargo no se

le daba la importancia del caso, hasta que el año 2005 se suscitó una crecida de proporciones hasta esa fecha nunca antes vista, que trajo consigo cuantiosas pérdidas materiales, puso en peligro las vidas de los pobladores dejando varios heridos, y el parque del sector completamente sepultado por material proveniente del desborde de dicha quebrada. Desde ese entonces la Municipalidad Provincial de Jaén para garantizar su integridad física y emocional de la población ha venido construyendo la defensa ribereña de la quebrada Magllanal en varias etapas correspondientes a los años 2006, 2007 y 2011.

En el diagnóstico realizado a la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, se observó que está compuesta por dos tipos de estructuras de concreto, muros de encauzamiento de 2,00 m de altura y badenes en la intercepción de las calles con tirante hidráulico menor a 0,50 m, a fin de mantener la transitabilidad peatonal y vehicular, también se ha observado la interrupción de los muros de la defensa ribereña por entradas o accesos a las viviendas anexas a la defensa, siendo estos últimos los puntos de desborde o salida de la quebrada ante las máximas avenidas en el sector oeste Magllanal. Debido a estas condiciones desfavorables se ha formulado el siguiente problema.

Problema: ¿Cuál es el nivel hidráulico de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, ante una máxima avenida en el sector oeste de la ciudad de Jaén? Fundamentado la siguiente hipótesis.

Hipótesis General: El nivel hidráulico de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal es insuficiente, ante una máxima avenida en el mismo sector mencionado.

La investigación realizada podrá servir para que las autoridades de la ciudad de Jaén tengan un conocimiento de las zonas de desborde la quebrada Magllanal y tomar las medidas necesarias de mejorar la defensa ribereña existente, para poder minimizar o prevenir los riesgos altos de inundaciones en el sector oeste de la ciudad de Jaén. Así lograr que los asentamientos humanos evolucionen positivamente hacia mejores condiciones de vida y para asegurar el bienestar de la población.

Los alcances del estudio, es determinar el nivel hidráulico de la defensa ribereña ante una máxima avenida utilizando el software de modelamiento hidráulico Hec-Ras, sin tomar en cuenta el diseño estructural de la defensa ribereña, que se ha basado en desarrollar los siguientes objetivos.

Objetivo General: Evaluar el nivel hidráulico de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, ante una máxima avenida en el sector oeste de la ciudad de Jaén.

Objetivos específicos: Determinar la máxima avenida para un tiempo de retorno calculado según las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC) y determinar el nivel hidráulico (NAME) de la defensa ribereña.

El presente estudio se ha organizado de la siguiente manera: Capítulo I Introducción, constituido por el contexto y el problema, la hipótesis, la justificación, los alcances de la investigación y los objetivos; Capítulo II Marco Teórico, constituido por los Antecedentes teóricos de la investigación, Bases teóricas y Definición de términos básicos; capítulo III Materiales y métodos, constituido por el Procedimiento y Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados; Capítulo IV Análisis y discusión de resultados, donde se describe, se explica y discuta los resultados; capítulo V Conclusiones y Recomendaciones.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Teóricos

2.1.1. Internacionales

Las inundaciones registradas en el río Neverí (Venezuela), se debió a las grandes precipitaciones pluviales dentro de la cuenca, trayendo como consecuencia un aumento anormal de los niveles hidráulicos y el posterior colapso de la defensa ribereña, provocando el desbordamiento del cauce. Una solución para que no vuelva a suceder esta situación es mejorar la defensa ribereña existente colocándolas a una distancia más alejada del cauce, siempre y cuando no afecte la planificación de la ciudad. (Galanton y Romero 2007).

Los resultados obtenidos con el modelamiento del Software Hec-Ras para un flujo permanente, los escenarios nos expusieron las diferentes condiciones que el río Apamila puede presentar, observándose que cuando el gasto pico se presenta en cada uno de las secciones transversales genera desbordamiento en su cauce. Siendo necesaria la construcción de obras de protección en el margen derecha del tramo diseñado, así como en el margen izquierdo del puente donde inicia el canal, esto para controlar las grandes avenidas que provocan el desbordamiento del cauce. (Cortez 2008).

2.1.2. Nacional

En la evaluación de las defensas ribereñas en los ríos Piura y Chira, que sucumbieron ante las elevadas avenidas, donde se han ido modificando las dimensiones de la sección de cauce de los ríos en toda su longitud, ya sea profundizándose su cauce o ampliando sus dimensiones, de tal manera que su capacidad hidráulica se ha mejorado naturalmente, pero a costa de pérdidas de

viviendas y terrenos de cultivos ubicadas en sus márgenes. (Autoridad Autónoma Cuenca Hidrográfica Chira- Piura, Comité Interinstitucional 2007).

2.1.3. Locales

En la evaluación del nivel de riesgo de inundación por el río Amojú en la parte baja de la ciudad de Jaén, para un tiempo de retorno de $T= 200$ años alcanzó un caudal máximo de $288 \text{ m}^3/\text{s}$, se modeló con el cauce natural utilizando el software Hec- Ras para una probabilidad de ocurrencia de 10 años alcanzando un nivel de hidráulico de 3,20 m de altura, generando un peligro muy alto de inundación ante una máxima avenida. (Mondragón 2013).

También en el mismo río Amojú de la ciudad de Jaén, se midió la magnitud de la socavación existente al pie de los muros de encauzamiento (tramos críticos) del río Amojú zona urbana, que para un periodo de retorno de 100 años, alcanza una máxima avenida de $238,70 \text{ m}^3/\text{s}$. Produciendo una socavación que sobrepasa los 0,91 m de la profundidad de la cimentación de los muros construidos, que generaría un riesgo de colapso de estos. (Castro 2013).

En el expediente técnico Ampliación y Rehabilitación del Muro de contención de la quebrada de Magllanal (2011), con el que ha sido construido el tramo en estudio de la defensa ribereña. Mediante el análisis hidrológico se determinó una máxima avenida de $6,12 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de diseño de $T= 50$ años y con el modelamiento hidráulico de tipo canal rectangular para un ancho de solera de 6,00 m, se calculó el nivel hidráulico de 0,84 m que se incrementó más un borde libre de 0,55 alcanzado una altura total de diseño de 1,30 m de la defensa ribereña la quebrada Magllanal. (Catrina 2011).

El Instituto nacional de defensa civil (INDECI), elaboró un programa de prevención y medidas de seguridad ante desastres naturales de la ciudad de Jaén, donde hace mención al sector oeste Magllanal, que se encuentra en una zona de peligro muy alto de vulnerabilidad ante el fenómeno de origen climático. En el año 2005 se suscitó una crecida de su cauce de la quebrada Magllanal que cruza el sector oeste, que hasta esa fecha nunca antes vista, que trajo consigo cuantiosas pérdidas

materiales, puso en peligro las vidas de los pobladores aledaños a su cauce, dejando varios heridos y el parque del sector completamente sepultado por material proveniente del desborde de dicha quebrada. (INDECI Jaén 2005).

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Defensas Ribereñas

Son estructuras construidas para proteger las áreas aledañas a los ríos, contra los procesos de erosión de sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua, que tiende arrastrar el material ribereño y la socavación que ejerce el río debido al régimen de las precipitaciones abundantes sobre todo en época de invierno. Estas obras se colocan en puntos localizados, especialmente para proteger algunas poblaciones y singularmente las vías de comunicación, estas pueden ser efectivas para el área particular que se va a defender, pero cambian el régimen natural del flujo y tienen efectos sobre las áreas aledañas, los cuales deben ser analizados antes de construir estas obras.

Para llevar a cabo un proyecto de defensas fluviales es fundamental contar con una serie de información preliminar o antecedentes que permitan diagnosticar el problema que se quiere solucionar; como: hidrológicos, topográficos y geomorfológicos. Así también se requerirá antecedentes sobre inundaciones anteriores, daños provocados, zonas afectadas, etc. (Galanton y Romero 2007).

2.2.2. Evaluación de la información hidrológica.

Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utiliza métodos indirectos para estimar el caudal de diseño.

De acuerdo a la información disponible se elegirá el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, el cual será verificado con las

observaciones directas realizadas en el punto de interés, tales como medidas de marca de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registros que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables.(MTC 2008).

A). Área del Proyecto- Estudio de la Cuenca Hidrográfica

El estudio de cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico. (MTC 2008).

A.1. Parámetros geomorfológicos

La morfología de la cuenca, se define mediante tres tipos de parámetros.

○ Parámetros de forma

- **Índice de Compacidad (Coeficiente de Gravelious).** Expresa la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma si $K=1$ será de forma circular; por lo general para cuencas alargadas se espera que $K>1$. Las cuencas de forma alargadas, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que presenta el río. (Villón 2012).

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (1)$$

Donde

Cg= Coeficiente de Gravelius

P= Perímetro de la cuenca en Km

A= Superficie de la cuenca en Km²

○ **Parámetros de relieve**

• **Curvas hipsométricas.** Es la curva que puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre altitud, y superficie de la cuenca que queda sobre es altitud. Par construir la curva hipsométrica, se utiliza un mapa con curvas de nivel, siguiendo el siguiente proceso.

- Se marcan subáreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo de 100 en 100 m.
- Se calculan las áreas parciales de esos contornos.
- Se determina las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- Se determinan las áreas acumuladas que queda sobre cada altitud del contorno.
- Se grafica las altitudes versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre esas altitudes. (Villón 2012).

• **Elevación Media.** La elevación media de la cuenca se obtiene con la siguiente ecuación. (Villón 2012).

$$Em = \frac{\sum axe}{A} \dots\dots\dots (2)$$

Donde

Em= Elevación media

a= Área entre dos contornos

e= Elevación media entre dos contornos

A= Área total de la cuenca

- **Rectángulo Equivalente.** Es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca de su forma heterogénea, con la forma rectangular, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o índice de Gravelious). El lado mayor del rectángulo equivalente se calcula con la siguiente fórmula. (Villón 2012).

$$L = \frac{\frac{K\sqrt{A}}{0,56} \pm \sqrt{\frac{K^2 A}{0,56^2} - 4A}}{2} \dots\dots\dots (3)$$

Donde

L= longitud del lado mayor del rectángulo Km

K= índice de Gravelious

A = Área de la cuenca Km²

- **Pendiente de la Cuenca.** Es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad de suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas, Existe diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca, pero tomamos el criterio del rectángulo equivalente. (Villón 2012).

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots (4)$$

Donde

S= Pendiente del cauce

H= Desnivel total

L= Lado mayor del rectángulo equivalente

○ **Parámetros relativos**

- **Pendiente del cauce.** La pendiente de un tramo de cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos

del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo. Si se considera una pendiente uniforme.

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots (5)$$

Donde

S= Pendiente del cauce

H= Diferencia de cotas entre los extremos del cauce en Km

L= Longitud del cauce en Km

Este método se puede utilizar en tramos cortos. (Villón 2012).

- **Tiempo de concentración.** El tiempo de recorrido del flujo en el sistema de cauces de una cuenca o tiempo de concentración relacionado con la intensidad media de precipitación se puede deducir por la fórmula. (MTC 2008).

$$tc = 0,3 \left(\frac{L}{(Pc)^{1/4}} \right)^{3/4} \dots\dots\dots (6)$$

Donde

tc= Tiempo de concentración en horas

L= Longitud del cauce principal en Km

Pc= Pendiente media del cauce principal de la cuenca.

B). Selección del Período de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

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.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots (7)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. En la tabla 1 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 1. Valores de Período de Retorno T (Años).

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente. Monsalve, 1999.

De acuerdo a los valores presentados en la tabla 1 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje.

Tabla 2. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)(%)
Puentes(*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma(a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado n=25 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras. (MTC 2008).

C). Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

C.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. (MTC 2008).

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Log Gumbel

- **Distribución Normal.** La función de densidad de probabilidad normal se define como.

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots\dots\dots (8)$$

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.

- **Distribución Log Normal 2 Parámetros.** La función de distribución de probabilidad es.

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}} dx \dots\dots\dots (9)$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación 8 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.

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots (10)$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (11)$$

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

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones.

$$Cs = \frac{a}{S^3 y} \dots\dots\dots (12)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots\dots\dots (13)$$

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

- **Distribución Log Normal 3 Parámetros.** La función de densidad de x es.

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)Sy}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{Sy}\right)^2} \dots\dots\dots (14)$$

Para $x > x_0$

Donde

X_0 = parámetro de posición

Uy = parámetro de escala o media

Sy^2 = parámetro de forma o varianza

- **Distribución Log Gumbel.** La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como.

$$y = \frac{\ln x - \mu}{a} \dots\dots\dots (15)$$

Donde

$$a = \frac{S}{Sn} \dots\dots\dots (16)$$

La cual, la función acumulada reducida

$$G(y) = 1 - e^{-e^{-y}} \quad G(y) = \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots (17)$$

De la expresión 17, Se puede expresar de la siguiente manera

$$y = -\ln(-\ln(1 - Gy)) \dots\dots\dots (18)$$

- **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 X^2 y la Kolmogorov– Smirnov, de las cuales solo se estudia la Kolmogorov– Smirnov, por tratarse de un estudio específicamente hidrológico. (MTC 2008).

- **Prueba Kolmogorov– Smirnov.** Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$.

$$D = F_o(x_m) - F(x_m) \dots\dots\dots (19)$$

$$F_o(x_m) = \frac{m}{(n+1)} \dots\dots\dots (20)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996).

C.2. 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.

- **Curvas Intensidad- Duración- Frecuencia (IDF).** Son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno. (MTC 2008).

Frederick Charles Bell (1969), combino las relaciones duración- lluvia y los cocientes frecuencia- lluvia, para obtener una relación general de Precipitación- Duración- Periodo de retorno, que responde a la siguiente expresión.

$$p_t^T = (0,21LnT + 0,52)(0,54t^{0,25} - 0,50)p_{60}^{10} \dots\dots\dots (21)$$

Para $2 \leq T \leq 100$ años

$5 \leq T \leq 120$ años

Donde

t= Duración (min.)

T= Periodo de retorno en años

p_t^T = Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno T (mm).

p_{60}^{10} = Precipitación de duración 60 minutos y periodo de retorno 10 años (mm).

Las curvas de intensidad- duración- frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación (MTC 2008).

$$I = \frac{P}{t} \quad I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots (22)$$

Donde

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio y se obtiene mediante regresión múltiple

T = período de retorno en años

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

P = Precipitación en (mm)

Despejando la ecuación 22

$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \cdot \text{log (T)} - n \cdot \text{log (t)}$, que es equivalente a

$$y = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 \dots\dots\dots (23)$$

Donde

$y = \text{log (I)}$ $a_0 = \text{log (K)}$

$X_1 = \text{log (T)}$ $a_1 = m$

$X_2 = \text{log (t)}$ $a_2 = -n$

C.3. Hietograma de Diseño

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. a lo largo de esas 5 horas.

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. (MTC 2008).

- **Método del Bloque Alterno.** El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva- duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (MTC 2008).

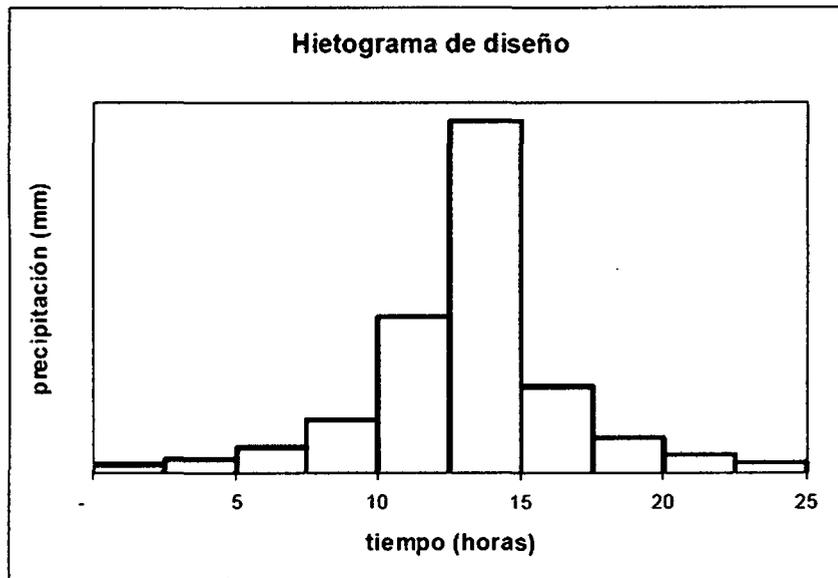


Figura 1. Hietograma de Diseño

C.4. Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), 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 bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia- escorrentía. 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. (MTC 2008).

- **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-Ia.

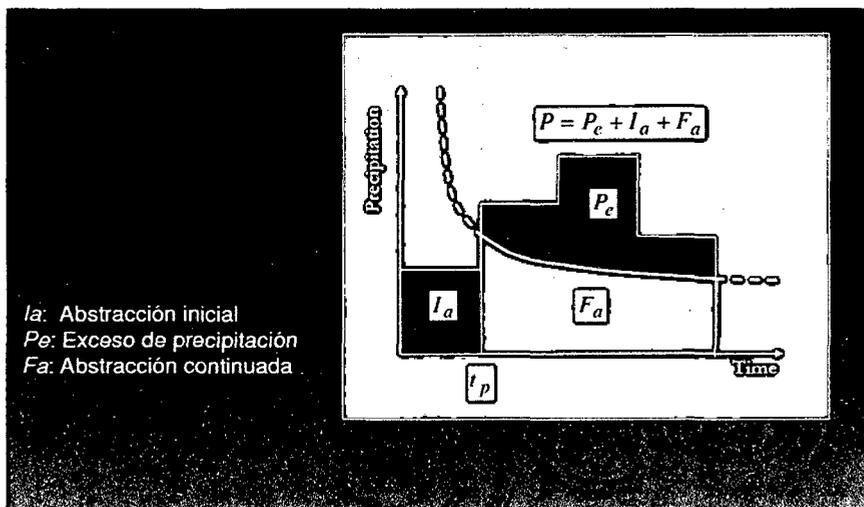


Figura 2. Variables en el método

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.

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia} \dots\dots\dots (24)$$

Del principio de continuidad.

$$P = Pe + Ia + Fa \dots\dots\dots (25)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra.

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \dots\dots\dots (26)$$

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.

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

$$Ia = 0,2S \dots\dots\dots (27)$$

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \dots\dots\dots (28)$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas. (MTC 2008).

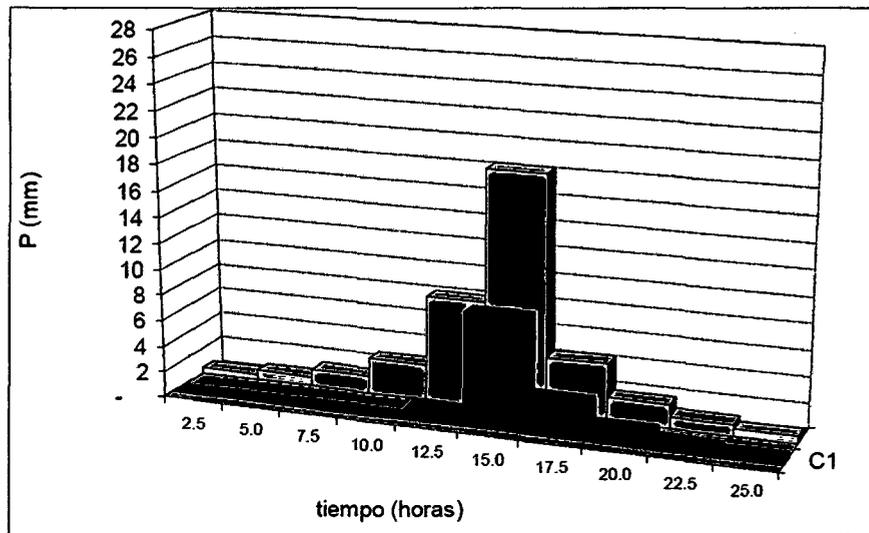


Figura 3. Hietograma de Precipitación efectiva

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 $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (29)$$

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.

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \dots\dots\dots (30)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \dots\dots\dots (31)$$

Tabla 3. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

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
II	Sobre 1,1	Sobre 2,1

Fuente. Soil Conservation Service

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service 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.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la tabla 4. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto. (MTC 2008).

Tabla 4. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA(*)		GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
		A	B	C	D
Tierra cultivada	sin tratamiento 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

Fuente. Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

(*) Utilizados para condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$.

C.5. Estimación de Caudales

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. (MTC 2008).

- **Método Racional.** Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de P es igual a t_c .

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$Q = 0,278CIA \dots\dots\dots (32)$$

Donde

Q= Descarga máxima de diseño (m³/s)

C= Coeficiente de escorrentía (Ver tabla 5)

I= Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A= Área de la cuenca (Km²).

Tabla 5. Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	SUAVE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6
	Semipermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Permeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Cultivos	Impermeable	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Semipermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Permeable	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
	Semipermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Permeable	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Semipermeable	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
	Permeable	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

Fuente. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC).

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características. (MTC 2008).

- **Hidrograma Unitario.** El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la

cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg.). (MTC 2008).

- **Obtención de hidrogramas unitarios.** La obtención de los hidrogramas unitarios se parte de valores naturales registrados o se pueden generar hidrogramas sintéticos. (MTC 2008).
- **Hidrogramas sintéticos.** Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar. (MTC 2008).
- **Hidrograma sintético triangular del SCS.** Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario. (MTC 2008).

El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse.

$$t_r = 1,67T \dots\dots\dots (33)$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse.

$$q_p = \frac{2,08A}{T_p} \dots\dots\dots (34)$$

Donde

A= es el área de drenaje en Km²

Tp= es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado.

$$t_p = 0,6t_c \dots\dots\dots (35)$$

Donde

Tp= Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal) (h)

Tc= Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico, Tp, puede expresarse.

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \dots\dots\dots (36)$$

Donde

D= duración de la lluvia (h)

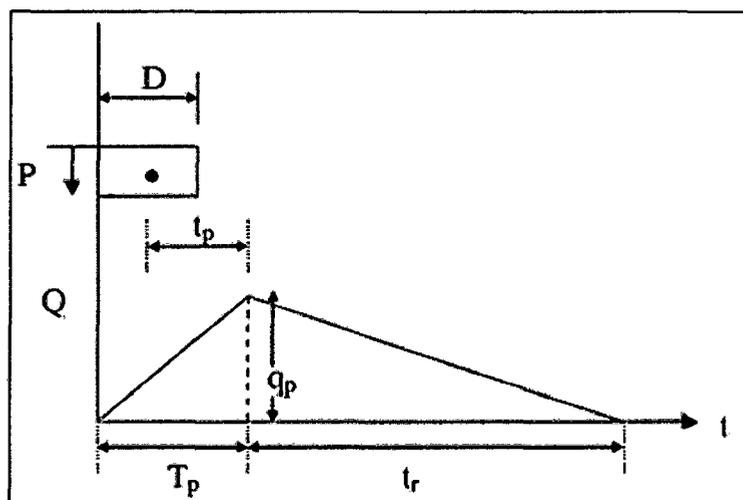


Figura 4. Hidrograma unitario triangular del SCS

C.6. Avenida de Diseño

La Avenida de Diseño es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto (o una parte de él). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (Estimación de Caudales) y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia y costo de obra y muchos otros más, como por ejemplo el tipo de río.

En nuestro país, existe escasez de datos, por lo que juegan un papel muy importante la experiencia y el buen tino del ingeniero proyectista para escoger la Avenida de Diseño. Dentro de los criterios para la selección de los valores posibles están los relativos al máximo nivel alcanzado por el agua, la capacidad del encauzamiento. (MTC 2008).

2.2.3. Inundación.

Es la ocupación por el agua de zonas o áreas que en condiciones normales se encuentran secas. Se producen debido al efecto del ascenso temporal del nivel del río, lago u otro. En cierta medida, las inundaciones pueden ser eventos controlables por el hombre.

A). Según el origen que las genera.

A.1. Pluviales (Por exceso de lluvia).

Ocurren cuando el agua de lluvia satura la capacidad del terreno y no puede ser drenada, acumulándose por horas o días sobre el terreno.

A.2. Fluviales (Por desbordamiento de ríos).

La causa de los desbordamientos de los ríos y los arroyos hay que atribuirla en primera instancia a un excedente de agua, igual que la sequía se atribuye al efecto contrario, la carencia de recursos hídricos. El aumento brusco del volumen de agua

que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse produce lo que se denomina como avenida. Una avenida es el paso por tramos de un río, de caudales superiores a los normales, que dan lugar a elevaciones de los niveles de agua. (Galanton y Romero 2007).

2.2.4. Análisis Hidráulico

El nivel de aguas extraordinarias (NAME) será simulado a través de un modelamiento hidráulico, bajo las condiciones que presenta la quebrada.

A). Modelamiento hidráulico

Se utilizar el Software Hec- Ras, para calcular el nivel hidráulico en cada sección transversal en el tramo de un río o canal artificial. Para éstos es necesario conocer las secciones transversales, la distancia entre ellas, el coeficiente de Manning en cada porción de cada sección, y el caudal de diseño. (Mori. Simulación Hidráulica Aplicada, usando Hec- Ras).

2.2.5. Protección contra Inundaciones

La protección contra las inundaciones incluye, tanto las medidas estructurales, como las no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación. (Galanton y Romero 2007).

A). Las Medidas Estructurales

Para controlar las inundaciones, en riberos y mejoramiento al canal, incrementan la capacidad del río, aumentan su velocidad de flujo, o logran los dos efectos, simultáneamente. Las modificaciones al canal que se pueden realizar son: dragarlo para que sea más ancho o profundo, limpiar la vegetación u otros residuos, emparejar el lecho o las paredes, o enderezarlo; todo esto ayuda a aumentar la velocidad del agua que pasa por el sistema, e impedir las inundaciones. (Galanton y Romero 2007).

B). Las Medidas No Estructurales

Consiste en el control del uso de los terrenos aluviales mediante zonificación, los reglamentos para su uso, las ordenanzas sanitarias y de construcción, y la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas. (Galanton y Romero 2007).

2.2.6. Dimensionamiento y nivel hidráulico de las defensas ribereñas.

Para poder realizar un dimensionamiento de defensas ribereñas, primero se debe realizar un estudio hidrológico para poder analizar el caudal y posteriormente la altura del pelo del agua y a que distancia que debe construir la protección, ya que son elementos básicos para la determinación de las dimensiones.

El estudio hidrológico tiene por objeto obtener el mejor ajuste, con los datos existentes a esa fecha a través las funciones de distribución más aceptadas que permitan conocer el margen de error disponible de cada uno con el objeto último de brindar una herramienta a los tomadores de decisión. Con dichos resultados es posible la adopción de la altura de coronamiento de la defensa costera.

Es importante señalar que tanto la altura como la distancia cumplen un papel importante para el diseño de estas obras, ya que van a depender principalmente del caudal. La altura es compensada con la distancia, ya que las protecciones costeras no deben ser tan altas, por normas de seguridad y por falta de estética a la construcción. (Galanton y Romero 2007).

2.2.7. Materiales a utilizar para los diferentes tipos de defensas ribereñas.

Cuando se va construir una defensa se debe considerar muchos factores, uno de los más importantes es el material a utilizar, el cual se debe seleccionar el tipo que mejor vaya con los resultados deseados y cumplan con las propiedades de resistividad, impermeabilidad y durabilidad a la intemperie. Además estos materiales se deben integrar al resto de los componentes para proporcionar estética a la construcción. Los Materiales de uso frecuente en este tipo de obras de Concreto: ciclópeo, simple o

reforzado; Gaviones; Piedra suelta, piedra pegada; Tablestacas metálicas o de madera; Bolsacretos, sacos de suelo- cemento, sacos de arena; Elementos prefabricados de concreto: Bloques, etc. (Galanton y Romero 2007).

2.3. Definición de términos básicos

- **Caudal:** Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado. (MTC 2008).
- **Cuenca Hidrográfica:** La superficie de terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia el mar por una única desembocadura. (MTC 2008).
- **Cuenca pequeña:** o microcuenca, es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce, para propósitos prácticos es aquella que el tiempo de concentración es igual o menor a 6 horas. (Villon2002).
- **Curva Intensidad– Duración– Frecuencia:** Es 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. (MTC 2008).
- **Duración de lluvia (de):** corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí se define el periodo de duración, que es un determinado periodo de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. (Villon2002).
- **Estación Pluviométrica:** Estaciones de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado. (MTC 2008).
- **Hietograma:** grafico de forma escalonada como un histograma, que representa la variación de la intensidad expresada en mm/hora de la tormenta, en el transcurso

de la misma expresada en minutos u horas. Mediante el hietograma es muy fácil decir a qué hora la precipitación adquirió su máximo intensidad. (Villon2002).

- **Hidrograma:** Gráfico que permite ver el comportamiento del caudal acumulado durante la tormenta a través del tiempo de la misma. (MTC 2008).
- **Hidrograma unitario:** Es un método lineal propuesto por Sherman en 1932, es un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg). (MTC 2008).
- **Hidrograma sintético:** Es un hidrograma sintético que se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar. (MTC 2008).
- **Hietograma:** Gráfico que permite conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo de la tormenta. (MTC 2008).
- **Hec- Ras:** Es un Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hec- Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua a través de los ríos naturales y de otros canales. (MTC 2008).
- **Intensidad:** Es la tasa temporal de precipitación, es la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). (MTC 2008).
- **lluvia:** Precipitación de partículas de agua líquida en forma de gotas de diámetro superior a 0,5 mm, o de gotas más pequeñas y muy dispersas. (MTC 2008).
- **Máxima avenida:** son las aguas altas o crecidas, es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de éste. Durante la crecida, el caudal del curso del agua aumenta en tales proporciones que el lecho del rio puede resultar insuficiente para contenerlo. (WIKIPEDIA 2014).

- **NAME:** (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. Aplicado a ríos el NAME es el nivel de riesgo para el cual se tiene protección con obras de infraestructura hidráulica; CORONA es la cota máxima de las obras de infraestructura hidráulica, correspondiente a la cota del NAME más el bordo libre. Bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento. (CONAGUA 2012).
- **Periodo de retorno:** Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada “t” años.
- **Precipitación:** Caída de un conjunto de partículas, con formas de lluvia, llovizna, nieve, nieve granulada, granizo y gránulos de hielo. (MTC 2008).
- **Riesgo:** Probabilidad o proximidad de una ocurrencia de un evento que provoque un daño o peligro. (MTC 2008).
- **Tiempo de concentración:** Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. (MTC 2008).
- **Tiempo de retraso (t_r):** intervalo de tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, respectivamente al centro de gravedad del hidrograma de la tormenta y centro de gravedad del hidrograma. (Villon2002).
- **Tiempo pico (t_p):** tiempo que transcurre desde que se inicia el escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma. (Villon2002).
- **Tiempo base (t_b):** intervalo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo. (Villon2002).

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación geográfica

La defensa ribereña de la quebrada Magllanal, se encuentra ubicada en el sector oeste Magllanal que pertenece al distrito de Jaén, provincia Jaén, región Cajamarca, en las coordenadas UTM- WGS84 9369350.1600 N, 741742.4876 E.

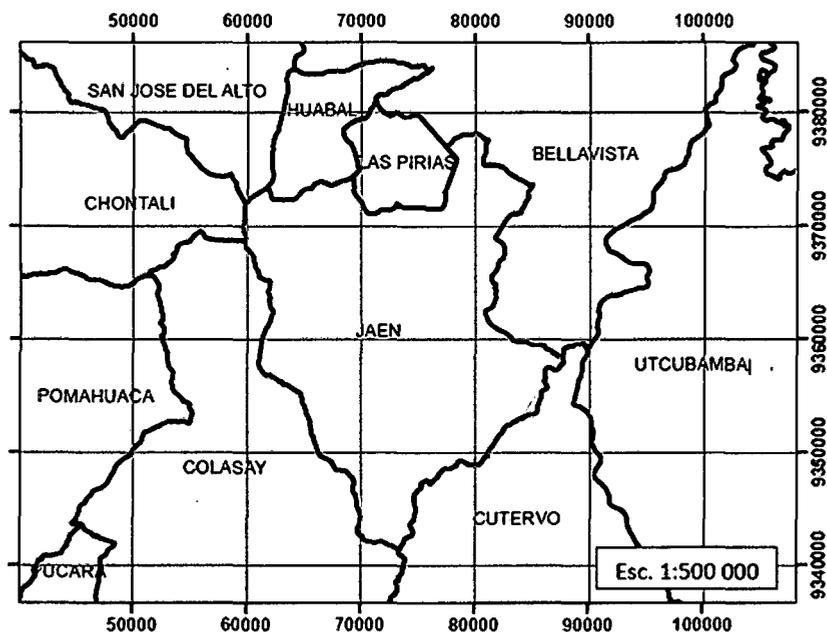


Figura 5. Área de ubicación del distrito de Jaén

3.2. Tiempo o época.

La investigación se desarrolló en los meses de agosto a noviembre del año 2014.

3.3. Procedimiento

Para la evaluación de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, se tomó como criterio la muestra, el tramo que comprende entre la intercepción del Pasaje José Olaya y la Calle 2 de Mayo. Se realizó el levantamiento topográfico utilizando los

siguientes equipos: Estación total marca Leica de modelo Ts-06 Plus con dos prismas, una wincha marca Stanley de 50,00 m y el uso de una Cámara fotográfica de marca Sony.

La información pluviométrica de las estaciones más cercanas a la microcuenca quebrada Magllanal, se solicitó por medio de la Universidad Nacional de Cajamarca al Proyecto Especial Jaén- San Ignacio- Bagua, entidad que cuenta con los datos brindados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), brindándonos la información pluviométrica de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones de Jaén y Chontalí y la estación la Cascarilla se compró directamente al SENAMHI.

Los datos hidrológicos, han sido procesados utilizando los modelos y fórmulas empíricas desarrolladas en el Capítulo II, siguiendo la secuencia del Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje (MTC). Primero se delimitó la microcuenca quebrada Magllanal en la carta nacional digital como se muestra en el Anexo D, teniendo un área estimada de 3,89 Km², un perímetro de 8,95 Km y una longitud del cauce de 3,65 Km, con estos datos calculados se determinó los parámetros geomorfológicos mediante las ecuaciones del 1 al 6. Luego se determinó el periodo de retorno de acuerdo las tablas 1 y 2 y el uso de la ecuación 7.

Seguido se procesó la información pluviométrica, tomando las precipitaciones máximas en 24 horas de cada año de las tres estaciones Chontalí, Jaén y la Cascarilla, se calculó el factor de altitud mediante el método empírico Correlación Precipitación/Altitud y el uso la ecuación 37, que se multiplicó a la estación la Cascarilla, siendo la estación de diseño que presenta una altitud cercana a la altitud media de la microcuenca.

$$f = \frac{Pa(\text{microcuenca})}{Pa(\text{Jaen})} \dots\dots\dots (37)$$

Para el Análisis estadístico de las precipitaciones, se uso las funciones de distribución Log Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros y la distribución Log Gumbel y mediante la prueba de bondad se determinó a que función

de distribución se ajusta más los datos de acuerdo a la teoría estadística de Kolmogorov – Smimov, por criterio se eligió la distribución Log Gumbel, con esta distribución se determinó las precipitaciones máximas para todos los periodos de diseño considerados.

La tormenta de diseño se determinó, según el modelo de Frederick Bell (1969), haciendo el uso las precipitaciones máximas en 24 horas para cada tiempo de retorno (T), y la ecuación 21 para un valor el índice la lluvia P_{10}^{60} = Precipitación de duración 60 minutos y un periodo de retorno 10 años. El análisis de regresión se determinó, usando la ecuación 23 y tomando las variables para obtener la regresión múltiple, donde los valores de “Y” fueron tomados como intensidades para los tiempos de retorno durante 60 minutos, donde el valor de “ X_1 ”, fueron tomados de los periodos de retorno, el valor de X_2 de los valores de los tiempos de lluvia en minutos, donde se obtuvieron los factores K, m, n que nos permite obtener las curvas Intensidad–Duración– Frecuencia (IDF), para diferentes periodos de retorno. Luego se determinó el Hietograma de Diseño, siendo de manera sencilla utilizando el Método del Bloque Alterno a partir de las curvas IDF.

Para determinar las precipitaciones totales efectivas con el método de las SCS para abstracciones del Soil Conservation Service (1972), se tuvo que calcular el valor respectivo del CN (número adimensional de curva) de la microcuenca quebrada Magllanal, según el porcentaje del Grupo hidrológico de la tabla 4 y con la ecuación 29 calcular el parámetro “S”, teniendo estos datos se determinó la precipitación efectiva, a partir de las precipitaciones totales del Hietograma de diseño que se remplazaron en las ecuaciones 27 y 28.

El caudal de diseño, se determinó por dos métodos: El método racional que utilizó un coeficiente de escorrentía según la tabla 5, las intensidades que se determinaron de las curvas IDF para los periodos de diseño T= 50 y 100 años y uso del área de la cuenca, cuyos datos calculados se remplazaron en la ecuación 32 y el método hidrograma unitario triangular, cuya finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca. Para graficar el Hidrograma Unitario Triangular del SCS, se necesitó el tiempo pico (tp), tiempo de ocurrencia pico (Tp), caudal pico (qp), tiempo de recesión (tr), tiempo base (tb), que se

calcularon con las ecuaciones del 33 al 36. Luego para determinar el caudal máximo, se realizó el proceso de convulsión utilizando el exceso de lluvia (P_e) y la simulación de caudales del hidrograma triangular SCS, que se construyó un Hidrograma Unitario donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m^3/s . Teniendo estos dos caudales calculados por los dos métodos, el caudal de diseño o la máxima avenida se ha tomado el mayor de los dos resultados, con fin de garantizar una mayor seguridad.

El procesamiento de la información topográfica se realizó mediante el software del AutoCAD Civil 3D- 2012, logrando obtener las secciones transversales cada 20,00 m y las secciones más críticas con un ancho de ribera de 12,00 m en promedio del tramo en estudio de la defensa ribereña, comprendido entre la intercepción del Pasaje José Olaya y la calle Dos de Mayo.

Para el Análisis hidráulico, se utilizó el software Hec- Ras Versión 4.1 para trabajar el modelamiento y poder determinar los niveles que alcanza la máxima avenida de diseño en cada sección. La primera versión del software Hec- Ras fue desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en 1967 (Hec-2) y se viene siendo aplicado como una herramienta estándar por agencias federales y estatales de los Estados Unidos y por consultores de dicho país y del mundo en general.

Se ingresó al software mencionada los datos geométricos, que consistió en exportar las secciones transversales de la defensa ribereña del software del AutoCAD Civil 3D- 2012 del tramo en estudio. Siguiendo el proceso se ingresaron los parámetros hidráulicos como son: El coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la pendiente del cauce. El coeficiente de rugosidad de Manning, para la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, se estimó de las tablas 40 y 41 del anexo C, según nuestro modelamientos, se determinaron dos coeficiente: del cauce natural de 0,035 y la defensa(concreto) de 0,015. La pendiente del cauce del tramo en estudio se calculó usando la ecuación 5, presentado una pendiente alta de 24,66%.

Luego en el mismo software se ingresó los datos hidrológicos, las máximas avenidas para los periodos de $T=50$ y 100 años, evaluándolo para un régimen supercrítico. Se procesó el software y se determinó los niveles hidráulicos (NAME)

que se producen en cada sección transversal del tramo en estudio de la defensa ribereña quebrada Magllanal.

3.4. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados

En la presente investigación se ha desarrollado el análisis del tipo estadístico inferencial o inductivo, en cuyo estudio se requiere un alto nivel de conocimiento estadístico, probabilístico y matemático.

En el estudio hidrológico se ha tenido las limitaciones en la disponibilidad de un registro de datos hidrométricos y pluviográficas de la quebrada Magllanal, optándose por utilizar los datos pluviométricos más cercanos a la microcuenca de la quebrada mencionada. La investigación consistió en determinar el nivel hidráulico de la defensa ribereña ante una máxima avenida, por tanto se ha utilizado las precipitaciones máximas en 24 horas cada año de las estaciones. Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC). De acuerdo a la información disponible se ha elegido los métodos más adecuados para obtener las estimaciones de la magnitud de las máximas avenidas para cada tiempo de retorno, teniendo en cuenta el factor de riesgo y la vida útil de la defensa ribereña. Los resultados se presentan en tablas, gráficos y en porcentajes.

En el análisis Hidráulico nos limitamos a determinar los niveles hidráulicos que alcanza la defensa ribereña de la quebrada Magllanal ante las máximas avenidas de diseño, sin tener en cuenta los esfuerzos cortantes y la profundidad de socavación de la defensa. Se ha utilizado el software Hec- Ras versión 4.1 para trabajar el modelo hidráulico, y poder determinar los niveles incluyendo las velocidades de flujo de los caudales de diseño, cuyos resultados es presentado en forma gráfica.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Estudio Hidrológico

A). Periodo de retorno

La evaluación de los datos hidrológicos se realizó para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, cuyo análisis de los resultados será para un caudal más crítico correspondiente a un periodo de retorno $T = 100$ años, de acuerdo al factor de riesgo admisible de falla de 22% y la vida útil de la estructura de 25 años para las obras de drenaje, de acuerdo al Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje (MTC).

B). Precipitaciones máximas en 24 Horas

Tabla 6. Correlación Precipitación/Altitud

Estación	P. media anual (mm)	Altitud (msnm)
Estación Chontalí / 000250 /Dre - 02	296,35	1 627
Estación la cascarilla "co"	428,81	1 908
Estación Jaén / Cp - 252/Dre - 02	277,22	654

En la tabla 6, se muestra las precipitaciones medias anuales con sus respectivas altitudes para cada una de las estaciones pluviométricas, que nos sirvió para calcular la ecuación de tendencia como se representa en la siguiente Figura 6.

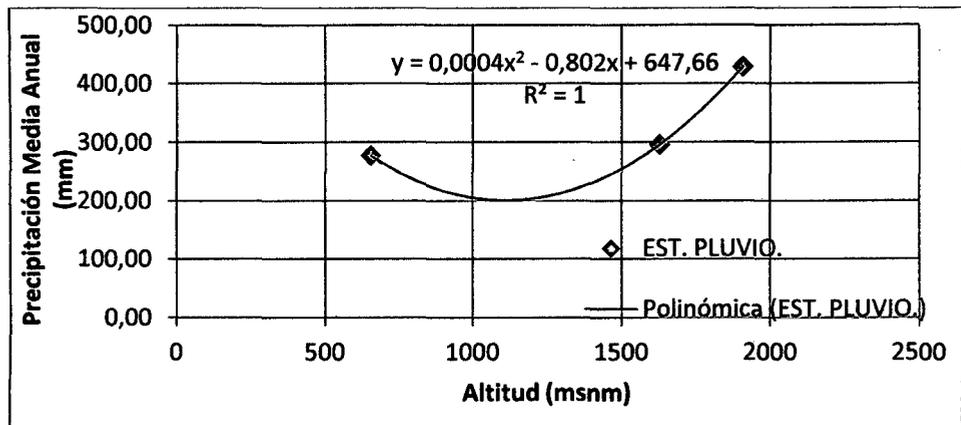


Figura 6. Altitud vs precipitación

En la Figura 6, nos muestra la ecuación de tendencia, que se ajusta a una regresión polinómica de 2º, confiable con un R^2 mayor al 95%.

Tabla 7. Correlación Precipitación/Altitud utilizando la ecuación polinómica de 2º

Estación	Altitud (msnm)	P. media (mm)
Jaén	654	29,24
Microcuenca Magllanal	1 151	254,48

Con la ecuación de regresión polinómica de 2º y la altitud media de la cuenca, se calculó la estación de la microcuenca Magllanal como se muestra en tabla 7, con el fin de determinar el factor de altitud $f = 1,16$ que se multiplicó a cada una de las precipitaciones de la estación la Cascarilla, siendo la estación de diseño que presenta una altitud cercana a la altitud media de la microcuenca, como se representa en la tabla 8.

Tabla 8. Precipitaciones máximas en 24 horas corregidas con un factor de altitud de estación la Cascarilla

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	49,72	37,46	42,09	52,38	30,29	76,31	60,12	92,50	15,72	82,44	45,21	69,84
1994	26,36	33,99	30,64	45,56	57,23	15,72	9,94	15,61	37,35	25,21	80,94	65,79
1995	30,99	24,74	37,23	16,07	89,49	27,29	21,35	5,32	7,28	57,81	44,51	50,06
1996	36,07	42,78	38,62	66,14	31,10	35,50	4,39	27,98	33,99	47,64	17,81	19,77
1997	21,39	37,46	33,99	55,27	46,94	62,20	34,22	12,83	19,08	70,65	34,11	31,45
1998	57,70	47,52	37,46	75,50	95,50	34,46	11,56	10,29	26,59	49,83	48,79	41,51
1999	51,22	77,24	51,34	35,61	41,86	53,19	39,66	14,34	47,41	76,77	61,28	62,90
2000	48,56	69,14	76,08	48,33	52,03	47,06	20,00	17,81	96,20	15,26	23,93	21,97
2001	45,32	30,99	29,14	51,91	37,35	9,48	15,03	12,72	78,16	35,61	127,76	41,62
2002	28,10	49,95	26,82	42,32	77,47	15,96	38,96	35,73	27,52	60,82	29,83	27,63
2003	28,67	36,07	59,55	42,32	34,11	35,15	21,97	18,15	16,30	63,82	48,33	38,16
2004	84,06	29,25	32,03	33,65	57,46	28,33	14,34	14,11	33,07	35,03	52,38	52,72
2005	22,55	37,58	55,04	59,66	29,83	19,19	12,37	21,16	35,61	62,44	85,45	40,93
2006	52,03	54,57	45,09	38,50	28,33	114,00	3,82	9,60	11,22	47,52	78,16	58,27
2007	20,47	25,32	36,88	56,08	57,00	18,27	32,49	30,06	30,64	93,08	62,09	53,07
2008	42,66	78,51	48,33	23,36	49,26	39,31	32,84	20,00	9,48	60,70	44,28	6,01
2009	64,86	30,87	85,10	50,41	54,11	22,43	27,52	38,16	26,94	101,63	31,45	49,60
2010	27,52	58,04	20,47	77,12	20,47	16,19	4,39	13,18	16,42	44,28	18,04	41,62
2011	90,88	40,01	36,65	95,97	32,03	19,42	18,04	12,02	47,98	37,00	64,75	61,97
2012	81,28	56,66	77,81	70,53	20,47	29,02	31,68	14,57	9,48	32,03	46,83	55,15
2013	21,16	51,45	35,96	16,88	60,35	34,69	26,94	33,53	20,93	93,08	12,72	44,63
SUMA	931,57	949,61	936,31	1053,55	1002,68	753,17	481,65	469,66	647,37	1192,65	1058,64	934,69
PROM.	44,36	45,22	44,59	50,17	47,75	35,87	22,94	22,36	30,83	56,79	50,41	44,51
MAX	90,88	78,51	85,10	95,97	95,50	114,00	60,12	92,50	96,20	101,63	127,76	69,84

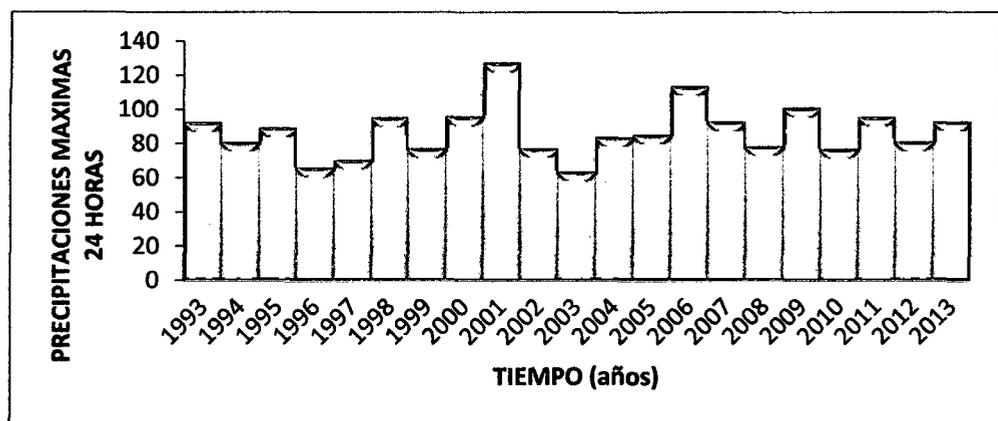


Figura 7. Precipitaciones máximas en 24 horas estación la Cascarilla

Se ha tomado las precipitaciones máximas en 24 horas de cada año de la estación de diseño, como se representa en la figura 7.

C). Análisis estadístico de las precipitaciones

Tabla 9. Análisis estadístico de los datos

DATOS	Probabilidad de Excedencia F(x)					Diferencia Delta D			
	Empírica	Normal	LN2	LN3	Gumbel	Normal	LN2	LN3	Gumbel
1	0,045	0,00420	0,01018	0,00616	0,035	0,041	0,035	0,039	0,0108
2	0,091	0,04178	0,05034	0,04452	0,089	0,049	0,041	0,046	0,0022
3	0,136	0,17975	0,16902	0,17371	0,199	0,043	0,033	0,037	0,0627
4	0,182	0,28818	0,26400	0,27678	0,278	0,106	0,082	0,095	0,0959
5	0,227	0,29340	0,26870	0,28181	0,282	0,066	0,041	0,055	0,0543
6	0,273	0,30396	0,27826	0,29201	0,289	0,031	0,006	0,019	0,0167
7	0,318	0,36195	0,33186	0,34856	0,333	0,044	0,014	0,030	0,0151
8	0,364	0,36195	0,33186	0,34856	0,333	0,002	0,032	0,015	0,0304
9	0,409	0,37630	0,34542	0,36270	0,344	0,033	0,064	0,046	0,0647
10	0,455	0,45327	0,42030	0,43947	0,406	0,001	0,034	0,015	0,0481
11	0,500	0,55919	0,52958	0,54768	0,500	0,059	0,030	0,048	0,0002
12	0,545	0,59492	0,56813	0,58484	0,535	0,049	0,023	0,039	0,0109
13	0,591	0,66379	0,64482	0,65730	0,605	0,073	0,054	0,066	0,0144
14	0,636	0,67208	0,65425	0,66609	0,614	0,036	0,018	0,030	0,0221
15	0,682	0,72756	0,71838	0,72523	0,677	0,046	0,037	0,043	0,0048
16	0,727	0,74982	0,74455	0,74908	0,704	0,023	0,017	0,022	0,0237
17	0,773	0,75463	0,75023	0,75425	0,709	0,018	0,022	0,018	0,0633
18	0,818	0,75702	0,75306	0,75681	0,712	0,061	0,065	0,061	0,1058
19	0,864	0,86925	0,88608	0,87708	0,860	0,006	0,022	0,013	0,0037
20	0,909	0,92213	0,94502	0,93227	0,933	0,013	0,036	0,023	0,0237
21	0,955	0,94200	0,96486	0,95218	0,958	0,013	0,010	0,002	0,0037
						0,1064	0,0822	0,0950	0,1058
						Aceptada	Aceptada	Aceptada	Aceptada
						0,2968			

Como se puede observar en la tabla 9, las cuatro funciones estadísticas son aceptadas, siendo menores a la prueba de bondad de ajuste. Pero por criterio se escogió la distribución log Gumbel para estimar las precipitaciones máximas correspondientes a los diferentes tiempos de retorno.

D). Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno

Tabla 10. Precipitación Máxima en 24 horas corregida

T	P. Max. sin corrección		P. Max. con corrección	
	Gumbel	Gumbel	Gumbel	Gumbel
100	145,60	189,28	189,28	189,28
50	135,68	176,39	176,39	176,39
25	125,69	163,40	163,40	163,40
10	112,22	145,88	145,88	145,88
5	101,56	132,02	132,02	132,02
2	85,45	111,09	111,09	111,09

En la tabla 10, se muestra las precipitaciones máximas para los diferentes tiempos de retorno según la distribución Log Gumbel, corregidas por un factor de ampliación de 1,30. Observándose a mayor periodo de retorno mayor es la precipitación.

E). Tormenta de diseño

Tabla 11. Lluvias máximas, para 60 minutos

T	P. Max						
	Duración en minutos						
años	24	5	10	15	20	30	60
	horas						
100	189,28	16,55	24,77	30,29	34,55	41,11	53,98
50	176,39	14,93	22,35	27,32	31,17	37,08	48,69
25	163,40	13,31	19,92	24,36	27,79	33,06	43,41
10	145,88	11,17	16,72	20,44	23,32	27,74	36,19
5	132,02	9,55	14,29	17,47	19,93	23,72	31,14
2	111,09	7,41	11,09	13,55	15,46	18,40	24,16

En tabla 11, se muestra las precipitaciones máximas en 24 horas, analizadas según el modelo que desarrollo Frederick Bell (1969), para cada tiempo de retorno (T) y una duración de 5 hasta 60 minutos, teniendo en cuenta a mayor periodo de retorno y duración la precipitación se incrementa.

Tabla 12. Intensidades máximas (mm/hora)

T años	P. Max		Duración en minutos				
	24 horas	5	10	15	20	30	60
100	189,28	198,60	148,60	121,10	103,70	82,20	54,00
50	176,39	179,20	134,10	109,30	93,50	74,20	48,70
25	163,40	159,70	119,50	97,40	83,40	66,10	43,40
10	145,88	134,00	100,30	81,80	69,90	55,50	36,20
5	132,02	114,60	85,80	69,90	59,80	47,40	31,10
2	111,09	88,90	66,50	54,20	46,40	36,80	24,20

En tabla 12, se muestra las intensidades máximas (mm/hora), se halló usando las precipitaciones máximas en 24 horas de la tabla 11 para una duración de 5 hasta 60 minutos, siguiendo el modelo que desarrollo Frederick Bell (1969). Observándose a menor duración las intensidades son máximas.

Tabla13. Resultado del análisis de regresión

Constante	2,19676738	Log K=	2,1968	Se tiene
Err. estándar de est.Y	0,09139396	K=	157,31	
R cuadrada	0,83541133	m=	0,227	I= 157,31T ^{0,227}
Núm. de observaciones	36	n=	0,455	t ^{0,455}
Grado de libertad	33	Donde=		
Coficiente(s) X	0,22708024	0,45487136		T= años
Error estándar de coef.	0,02621618	0,04447060		t= minutos

En la tabla 13, se muestra el resultado de análisis de regresión, donde se calculó los parámetros K, m, n, que componen la fórmula de la intensidad, a partir del resumen de regresión generado por el software Excel.

Tabla 14. Intensidades máximas en (mm/h), para 120 minutos

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años					
	2	5	10	25	50	100
5	88,55	109,03	127,61	157,13	183,92	215,27
10	64,60	79,54	93,10	114,64	134,18	157,05
20	47,13	58,03	67,93	83,64	97,89	114,58
30	39,19	48,26	56,49	69,55	81,41	95,28
40	34,39	42,34	49,56	61,02	71,42	83,60
50	31,07	38,25	44,77	55,13	64,53	75,53
60	28,59	35,21	41,21	50,74	59,39	69,52
70	26,66	32,82	38,42	47,31	55,37	64,81
80	25,09	30,89	36,16	44,52	52,11	60,99
90	23,78	29,28	34,27	42,20	49,39	57,81
100	22,67	27,91	32,67	40,22	47,08	55,10
110	21,70	26,72	31,28	38,51	45,08	52,76
120	20,86	25,69	30,07	37,02	43,33	50,72

En la tabla 14, se muestra el resultado de las intensidades para los diferentes periodos de retorno con una duración desde 5 hasta 120 minutos, las intensidades se incrementa cuando es mayor el periodo de retorno, calculados con los factores K, m, n, que se remplazaron en la fórmula de la intensidad, cuyo gráfico de las curvas Intensidad- Duración y Frecuencia (IDF), se representan en la figura 8.

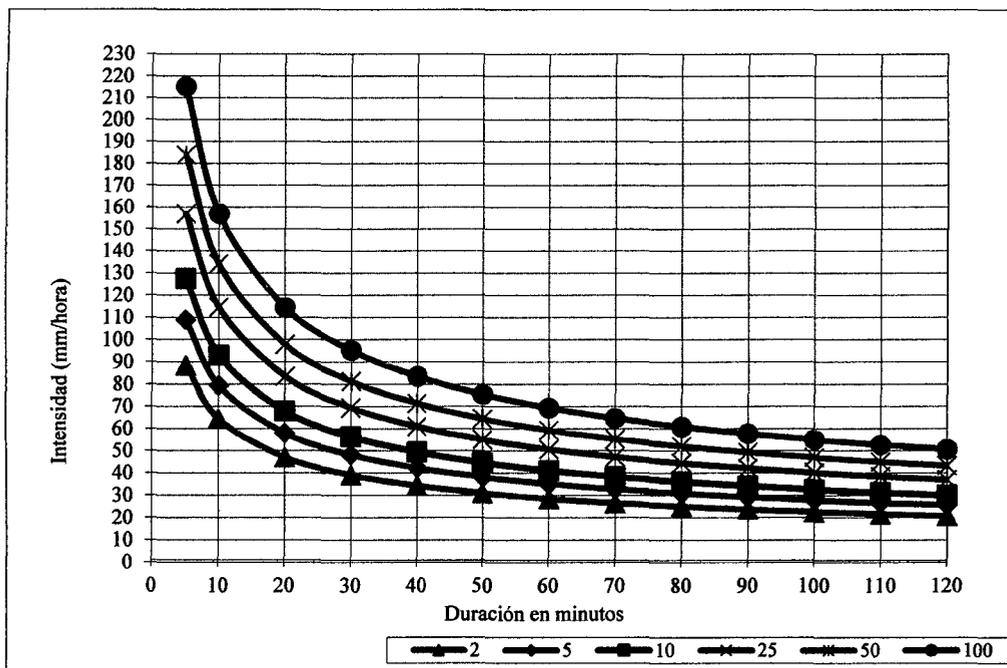


Figura 8. Curvas Intensidad- Duración y Frecuencia

F). Hietograma de Diseño

Tabla15. Método del bloque alterno para T= 50 años

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. Acumulada (mm)	Profundidad Incremental	Profundidad Ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					de	a	
10	183,92	30,65	30,65	30,65	0	10	3,85
20	134,18	44,73	14,07	14,07	10	20	4,22
30	97,89	48,95	4,22	5,33	20	30	4,34
40	81,41	54,27	5,33	5,24	30	40	4,76
50	71,42	59,52	5,24	5,01	40	50	5,24
60	64,53	64,53	5,01	4,76	50	60	14,07
70	59,39	69,29	4,76	4,54	60	70	30,65
80	55,37	73,83	4,54	4,34	70	80	5,33
90	52,11	78,17	4,34	4,15	80	90	5,01
100	49,39	82,32	4,15	4,22	90	100	4,54
110	47,08	86,31	4,00	4,00	100	110	4,15
120	45,08	90,16	3,85	3,85	110	120	4,00

En la tabla 15, se muestra el resultado de la distribución en el tiempo de las precipitaciones, para un T= 50 años, calculado con el método del Bloque Alternativo a partir de las curvas IDF. Se ha ordenado las precipitaciones en la última columna del lado derecho formando el Hietograma de diseño.

Tabla16. Método del bloque alterno para T= 100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. Acumulada (mm)	Profundidad Incremental	Profundidad Ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					de	a	
10	215,27	35,88	35,88	35,88	0	10	4,50
20	157,05	52,35	16,47	16,47	10	20	4,94
30	114,58	57,29	4,94	6,23	20	30	5,07
40	95,28	63,52	6,23	6,15	30	40	5,58
50	83,60	69,67	6,15	5,86	40	50	6,15
60	75,53	75,53	5,86	5,58	50	60	16,47
70	69,52	81,11	5,58	5,31	60	70	35,88
80	64,81	86,41	5,31	5,07	70	80	6,23
90	60,99	91,49	5,07	4,86	80	90	5,86
100	57,81	96,35	4,86	4,94	90	100	5,31
110	55,10	101,02	4,67	4,67	100	110	4,86
120	52,76	105,52	4,50	4,50	110	120	4,67

En la tabla 16, se muestra el orden de las precipitaciones en la última columna del lado derecho formando el Hietograma de diseño, para un T= 100 años, se calculado siguiendo el proceso de la tabla anterior.

G). Precipitación total y efectiva

Se determinó en base al Hietograma de diseño y las características de uso de los suelos de la microcuenca.

Tabla17. Datos de la microcuenca quebrada Magllanal

a) Tierras cultivadas, sin tratamiento de conservación	12%
b) Tierras cultivadas, con tratamiento de conservación	8%
c) Pastizales en condiciones pobres	10%
d) Pastizales en condiciones optimas	6%
e) Vegas de ríos en condiciones optimas	10%
f) Bosques con troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	15%
g) Bosques con cubierta buena	40%

En la tabla 17, se tiene los porcentajes de uso de los suelos dentro del área de la microcuenca quebrada Magllanal, siendo el porcentaje mayor los bosques con cubierta buena, determinados de la cuenca del río Amojú a la que pertenece la microcuenca del presente estudio, según la tabla 39 que se muestra en el Anexo B.

Grupo B = 45%

Grupo C = 55%

Los grupos hidrológicos se han determinado de acuerdo a las características similares de la microcuenca según la tabla 4.

Tabla 18. Determinación del número adimensional de curva CN

Uso de suelo	Grupo hidrológico de suelo					
	0,45 * B			0,55 * C		
	%	CN	Prod.	%	CN	Prod.
a)	5,18	81	4,19	6,33	88	5,57
b)	3,38	71	2,40	4,13	78	3,22
c)	4,50	79	3,56	5,50	86	4,73
d)	2,70	61	1,65	3,30	74	2,44
e)	4,50	58	2,61	5,50	71	3,91
f)	6,75	66	4,46	8,25	77	6,35
g)	18,00	55	9,90	22,00	70	15,4
		$\Sigma =$	28,76		$\Sigma =$	41,61

$$\text{CN ponderado} = 70,37 = \text{CN (II)}$$

En la tabla 18, se muestra la distribución del CN para cada uso de los suelos según el porcentaje de grupo que le corresponde, para calcular el CN ponderado se sumó el producto de ambos grupos hidrológicos, luego se reemplazó en la ecuación 29 y se obtuvo el parámetro $S=46,50$ mm.

Para la microcuena de la quebrada Magllanal, se usó el número de curva CN para condiciones húmedas (AMC III), que tiene un clima con presencia de lluvias en la parte alta de la microcuena quebrada Magllanal.

Tabla 19. Precipitación efectiva (Pe) para T= 50 años

Tiempo (min)	Lluvia acumulada (mm)	Abstracciones acumuladas		Exceso de lluvia acumulado (mm)	Hietograma de exceso de lluvia (mm)	Precipitación efectiva (cm)
		Ia	Fa			
0	0	0	0,00	0,00	0	0,00
60	64,53	9,30	25,25	29,98	29,98	3,00
120	90,16	9,30	29,52	51,34	21,35	2,14

En la tabla 19, en la columna final del lado derecho, se muestra las precipitaciones efectivas (cm) que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en suelo, son las que van a escurrir por la microcuena para los tiempos $t=0$, $t=60$ y $t=120$ minutos correspondiente al periodo de retorno de $T= 50$ años.

Tabla 20. Precipitación efectiva (Pe) para T= 100 años

Tiempo (min)	Lluvia acumulada (mm)	Abstracciones acumuladas		Exceso de lluvia acumulado (mm)	Hietograma de exceso de lluvia (mm)	Precipitación efectiva (Cm)
		Ia	Fa			
0	0	0	0,00	0,00	0	0,00
60	75,53	9,30	2,32	38,91	38,91	3,89
120	105,52	9,30	31,35	64,87	25,96	2,60

En la tabla 20, de manera similar que la tabla anterior se muestra la precipitaciones efectivas (cm), para los tiempos t=0, t=60 y t= 120 minutos correspondiente al periodo de retorno de T= 100 años.

H). Estimación de Caudales

H.1. Método Racional.

Tabla 21. Cálculo del caudal máximo para T= 50 años

Coef. de escorrentía "C"	Tiempo de concentración "tc" (horas)	Área de la Microcuenca	Intensidad (mm/horas)	Caudal Máximo
			T=50 años	T=50 años
0,45	1,03	3,89	58,68	28,56

En la tabla 21, se muestra el cálculo del caudal máximo para T=50 años con el método racional, usando un coeficiente de escorrentía según las características de la microcuenca, que presenta zona de bosque con vegetación de suelo semipermeable y de pendiente alta según la tabla 5, la intensidad se determinó de las curvas IDF, y el uso del área de la microcuenca quebrada Magllanal.

Tabla 22. Cálculo del caudal máximo para T= 100 años

Coef. de escorrentía "C"	Tiempo de concentración "tc" (horas)	Área de la Microcuenca	Intensidad (mm/horas)	Caudal Máximo
			T=100 años	T=100 años
0,45	0,00	0,00	68,69	33,43

En la tabla 22, se muestra el cálculo del caudal máximo para T= 100 años, se obtuvo siguiendo el mismo proceso de la tabla anterior.

H.1. Hidrograma Unitario.

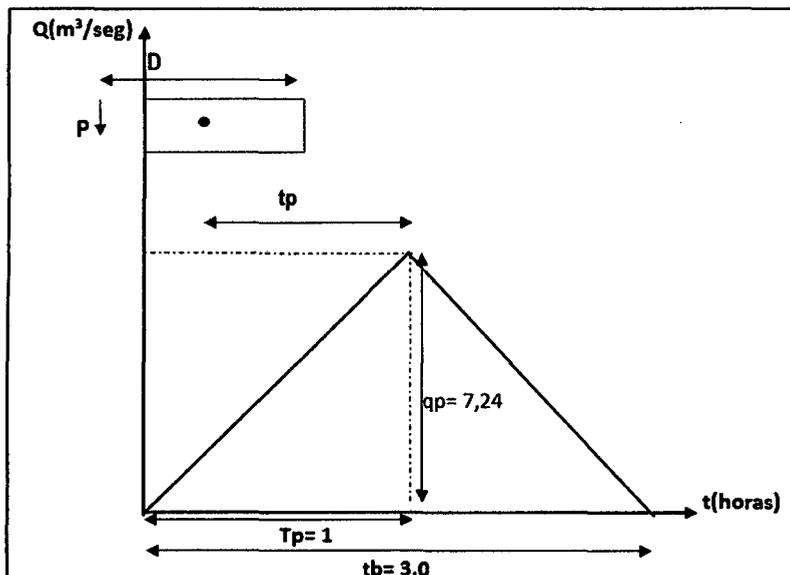


Figura 9. Resultado del Hidrograma unitario triangular

En la figura 9, se muestra el caudal pico que alcanzó para el tiempo pico, dado en m^3/s , usando los parámetros geomorfológicos de la microcuenca de la quebrada Magllanal.

Tiempo pico (t_p) = 0,62 horas

Tiempo de ocurrencia pico (T_p) = 1,00 horas

Caudal pico (q_p) = 7,24 m^3/s

Tiempo de recesión (t_r) = 2,00 horas

Tiempo base (t_b) = 3,00 horas

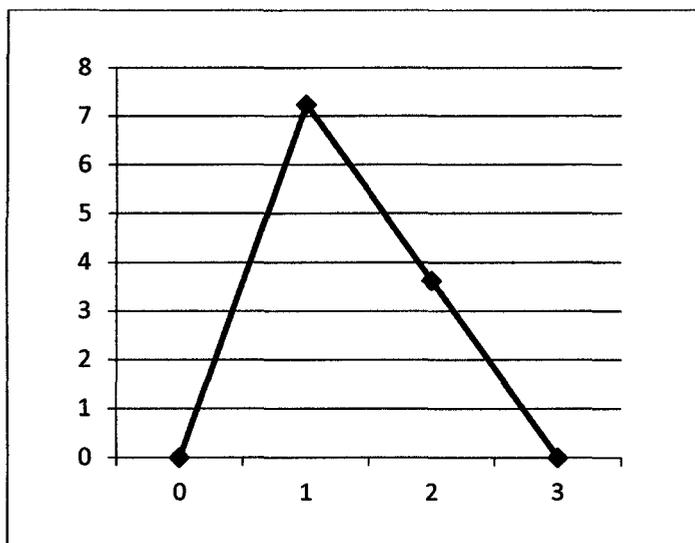


Figura 10. Resultado del Hidrograma triangular SCS

En la figura 10, se muestra los caudales generados a través del hidrograma triangular SCS, en función del caudal pico y el tiempo base.

Tabla 23. Hidrograma unitario de diseño para T= 50 años

Tiempo	Caudal (m ³ /s)	Precipitación en (Cm)			Q. Resultante (m ³ /s)
		0,00	3,00	2,14	
0	0	0,00			0,00
1	7,24	0,00	0,00		0,00
2	3,62	0,00	21,70	0,00	21,70
3	0,00	0,00	10,85	18,79	29,64
4			0,00	9,39	9,39
5				0,00	0,00

En la tabla 23, se muestra el caudal máximo para T= 50 años, determinado a partir del proceso de convulsiones utilizando el exceso de lluvia (Pe) y la simulación de caudales del hidrograma triangular SCS, mediante el Hidrograma Unitario.

Tabla 24. Hidrograma unitario de diseño para T= 100 años

Tiempo	Caudal (m ³ /s)	Precipitación en (Cm)			Q. Resultante (m ³ /s)
		0,00	3,89	2,60	
0	0	0,00			0,00
1	7,24	0,00	0,00		0,00
2	3,62	0,00	28,16	0,00	28,16
3	0,00	0,00	14,08	18,79	32,87
4			0,00	9,39	9,39
5				0,00	0,00

En la tabla 24, se muestra el caudal máximo para T= 100 años, cuyo cálculo se realizó siguiendo el mismo proceso de la tabla 23.

I). Avenida de Diseño

La Avenida de diseño, según la estimación de caudales usando los dos métodos antes mencionados, se determinó los caudales máximos, para el periodo de T= 50 años es de 29,64 m³/s y para el periodo de diseño T= 100 años es de 33,43 m³/s.

4.2. Estudio hidráulico

Tabla 25. Resume del nivel hidráulico para T=50 años

Defensa Ribereña	Sección Km	NAME(m)	Altura de la Estructura (m)
Badenes	0+030	1,10	0,50
	0+080	1,15	0,50
	0+325	1,08	0,50
Muros de encauzamiento	0+100	1,41	2,00
	0+160	1,32	2,00
	0+310	1,20	2,00
Acceso	0+215	1,32	0,50

En la tabla 25, se muestra el resumen de los niveles hidráulicos (NAME) que alcanzó la máxima avenida de 29,64 m³/s en la sección más crítica de la defensa ribereña para un periodo T= 50 años. Siendo superior el nivel hidráulico al tirante en las secciones de los badenes y el acceso a la vivienda anexa a la defensa ribereña.

Tabla 26. Resume del nivel hidráulico para T=100 años

Defensa Ribereña	Sección Km	NAME(m)	Altura de la Estructura (m)
Badenes	0+030	1,17	0,50
	0+080	1,25	0,50
	0+325	1,15	0,50
Muros de encauzamiento	0+100	1,52	2,00
	0+160	1,42	2,00
	0+310	1,28	2,00
Acceso	0+215	1,39	0,5

En la tabla 26, se muestra los niveles hidráulicos (NAME), ante una máxima avenida de 33,43 m³/s para el periodo de diseño T= 100 años, se realizó el análisis similar a la tabla anterior. El nivel hidráulico que alcanza la máxima avenida es mucho más superior al tirante de los badenes y el acceso a la vivienda anexa a la defensa ribereña.

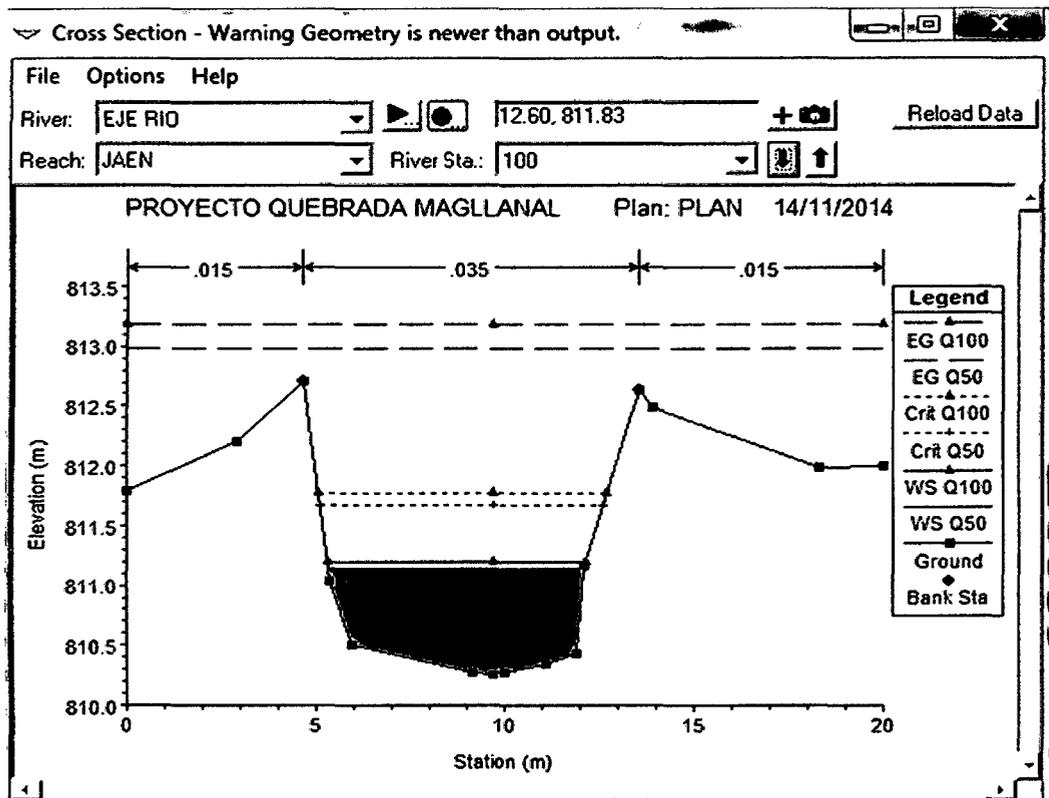


Figura 11. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+100

En la figura 11, se muestra los niveles hidráulicos (NAME) que alcanzó las máximas avenidas en la sección más crítica de los muros de encauzamiento para los periodos $T= 50$ y 100 años alcanzó los niveles de $1,41$ m y $1,52$ m, siendo los muros de encauzamiento de $2,00$ m de altura. Este resultado indica que los muros son suficientes para defender ante la máxima avenida diseño.

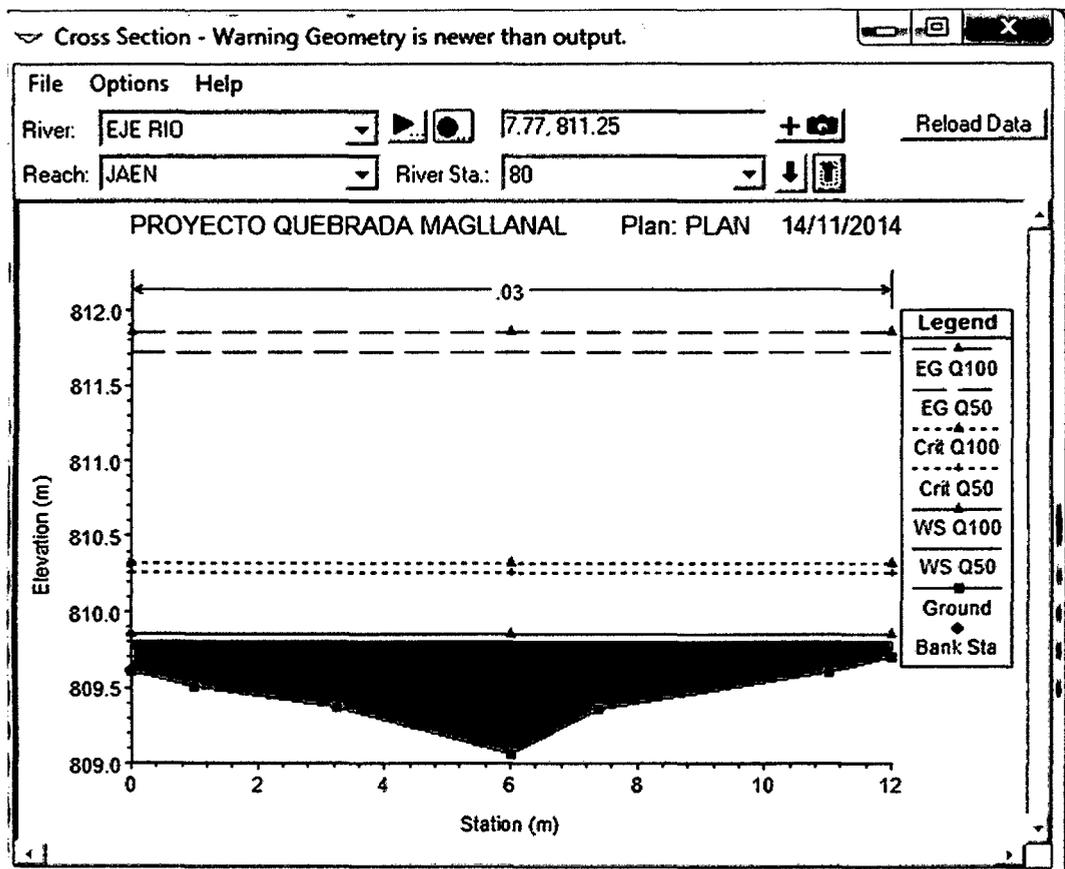


Figura 12. Sección del badén en la intercepción de la calle Pedro Ruiz en la estación del Km 0+320

En la figura 12, se muestra los niveles hidráulicos (NAME) que alcanzó las máximas avenidas en la sección más crítica de los badenes, para el periodo $T= 50$ y 100 años alcanzó los niveles de 1,15 m y 1,25 m superando a la altura del tirante de los badenes de 0,50 m. Esto indica que los badenes son insuficientes para evacuar la máxima avenida de diseño.

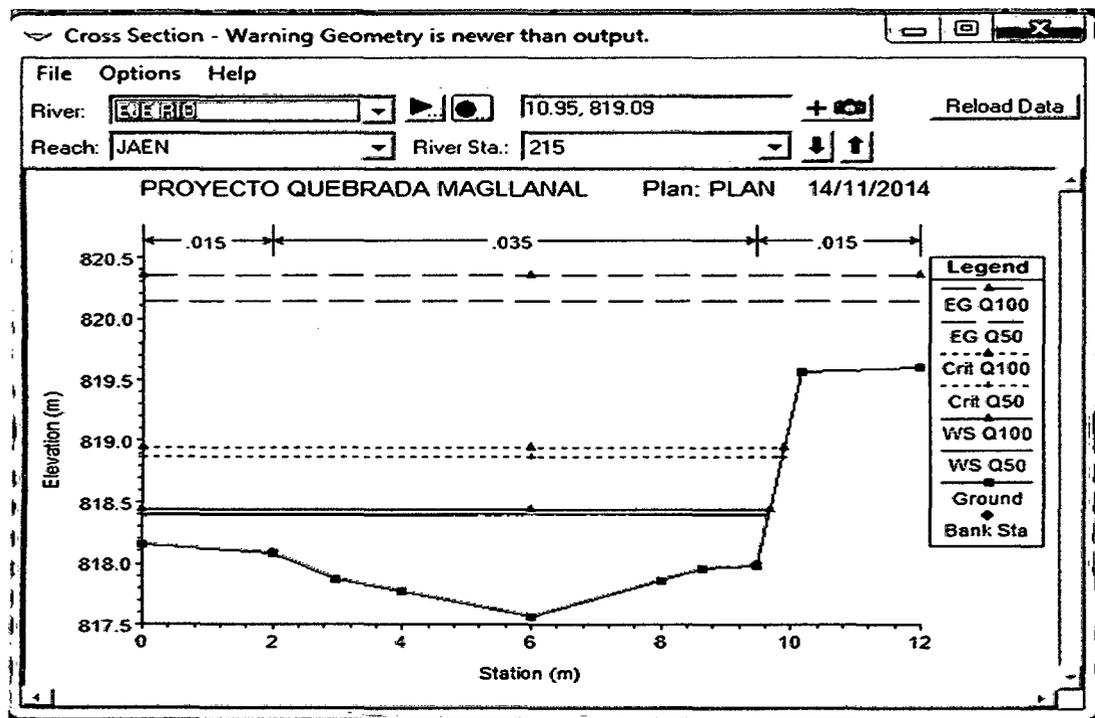


Figura 13. Sección acceso en el muro de encauzamiento estación Km 0+215

En la figura 13, se observa los niveles hidráulicos (NAME) que alcanzó las máximas avenidas en la sección crítica del acceso a la vivienda anexa a la defensa en la progresiva Km 0+215, como se muestra en la figura 19 del anexo A. Para los periodos $T= 50$ y 100 años, alcanzó los niveles de $1,32$ m y $1,39$ m, superando a la altura del tirante del acceso de $0,50$ m.

Siendo los badenes y los accesos a las viviendas anexas a la defensa, los puntos de desborde o salida del cauce de la quebrada ante la máxima avenida de diseño en el sector oeste Magllanal.

4.3. Discusión

Haciendo una comparación de los resultados obtenidos en esta investigación con los resultados del expediente técnico: Ampliación y Rehabilitación del Muro de contención de la quebrada de Magllanal (2011), con el que ha sido construida la defensa ribereña, existe una diferencia de $23,52$ m³/s. Según el estudio hidrológico del expediente técnico, se determinó una máxima avenida de $6,12$ m³/s para un periodo de diseño de $T= 50$ años y en este estudio, considerando el mismo periodo de retorno el caudal resultante fue $29,64$ m³/s.

La gran diferencia que existe entre los caudales mencionados se le asigna a muchos factores, tales como: el área de la microcuenca, el coeficiente de escorrentía y pendiente de la microcuenca. El área de la microcuenca de estudio fue 3,89 Km² cercana al área del expediente que resulto de 3,73 Km². El coeficiente de escorrentía es de C=45 el cual se determinó según características hidrológicas y geomorfológicas de microcuenca en estudio como se aprecia en la tabla 5, este resultado difiere con el coeficiente de escorrentía plasmado en el expediente técnico de C=0,21. La pendiente de la microcuenca se ha calculado con el desnivel y distancia entre curvas según la carta nacional, dicha pendiente es de 27,32%, este se compara con la pendiente que utiliza el expediente técnico, debido que está corresponde a la pendiente del cauce mas no a la pendiente de la microcuenca, además este valor 0,077% es muy ínfimo a la pendiente del cauce, que se considera en la presente investigación de 24,66%.

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC), en el mencionado expediente técnico el tiempo de retorno debió considerarse para T=100 años, para un factor de riesgo admisible 22% y una vida útil de 25 años para diseños de defensas ribereñas. El caudal de diseño con el que debió construirse la defensa ribereña es de 33,43 m³/s tomado el valor de la avenida de diseño para T=100 años.

Para el estudio hidráulico de la defensa ribereña, se ha teniendo en cuenta los dos tipos de estructuras que lo conforman: los muros de encauzamiento y los badenes en la intercepción de calles.

Para los muros de encauzamiento según el expediente técnico, se determinó el nivel máximo hidráulico de 0,84 m que incluye el tirante y la velocidad de flujo del caudal, más el borde libre de 0,55 m, haciendo un total de 1,30 m de altura, que es con la que debería diseñarse los muros de encauzamiento, dichos datos corresponden a un caudal de 6,12 m³/s determinado para un T= 50 años. Por razones que se desconocen los muros de encauzamiento se diseñaron con 2,00 m de altura, muy superior al calculado en el expediente técnico. Si comparamos esta altura del muro con los niveles hidráulicos determinadas en esta investigación, ocurre que dichos muros garantizan la protección necesaria ante la máxima avenida de diseño, ya que los niveles hidráulicos determinados son inferiores a la altura de la defensa existente.

Para un $T=50$ años el nivel máximo resultó 1,41 m y para el tiempo $T= 100$ años de 1,52 m, este último resultado es inferior a la altura de los muros existente en 0,48 m, el cual representaría al borde libre de la estructura.

En los badenes, el nivel hidráulico que se alcanza ante una máxima avenida para un $T=50$ años es de 1,15 m y para un $T= 100$ años es de 1,25 m, esto implica que la defensa ribereña es insuficiente ante una máxima avenida, y probablemente ocurriría un desbordamiento en la intersección de calles, que son los lugares donde se han construido los badenes. La razón por la que se optó construir badenes en la intersección de calles puede asignarse a varios aspectos tales como el bajo presupuesto designado para dicho proyecto, que no permitió la construcción de obras de mayor índole, además se optó por badenes con el fin de permitir el libre paso a los vehículos y peatones, permitiendo que estas áreas queden sin protección dejando a la población vulnerable ante las crecidas de la quebrada Magllanal.

Tanto el estudio hidrológico como el estudio hidráulico de la presente investigación, se han basado en algunos aspectos de los estudios que realizaron Castro y Mondragón del río Amojú en la zona urbana ciudad de Jaén, citados en los antecedentes. Castro determino para un tiempo de retorno de $T= 100$ años un caudal máximo de $238,70 \text{ m}^3/\text{s}$, comparado con el caudal calculado para el mismo tiempo de retorno, existe una diferencia enorme en los resultados debido al tamaño de la cuenca, la microcuenca de la quebrada Magllanal del presente estudio está dentro cuenca de río Amojú. Mondragón realizó el análisis hidráulico con un caudal máximo de $288,00 \text{ m}^3/\text{s}$ para $T= 200$ años, determino un nivel de 3,20 m existiendo una gran diferencia con el nivel hidráulico calculado del estudio, que se debe a la variación que existe entre el caudal máximo, el tiempo de retorno y la sección del río.

Haciendo uso de la observación visual, la defensa ribereña existente presenta muchas deficiencias en su estructura, tal es el caso de la progresiva Km 0+185 en la intercepción con la calle José Carlos Mariátegui, que se muestra en la figura 18, donde se observa la obstrucción de la mencionada calle, que solo cuenta con un acceso de graderías con el cauce de la quebrada. Este acceso representa un alto riesgo para los niños del sector, puesto que pueden sufrir cualquier accidente. Se hubiera

preferido en dicha zona, realizar una estructura hidráulica, para brindar mayor seguridad a los peatones y a la vez la transitabilidad vehicular.

En la progresiva 0+045 se ha construido un puente peatonal, que sigue la dirección de la calle Dos de Mayo, como se muestra en la figura 21. Este puente se encuentra agua arriba del badén de la misma calle, que se le da uso generalmente en épocas de lluvia cuando el caudal de la quebrada se incrementa de forma moderada, pero en casos de ocurrir la máxima avenida de diseño el puente quedaría obsoleto, puesto que esta intercepción de la calle se inundaría por completo y no permitiría el pase de los peatones.

Luego de realizar el análisis de la investigación afirmamos que nuestra hipótesis planteada es verdadera, el nivel hidráulico de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal es insuficiente, ante una máxima avenida de diseño en sector oeste de la ciudad de Jaén.

Teniendo referencia de nuestra investigación es válida y será de ayuda para estudios posteriores que se realicen a la defensa ribereña y así poder garantizar la integridad física y emocional de la población aledaña, teniendo presente el estudio realizado por INDECI en el año 2005, que califico al sector oeste Magllanal una zona de peligro muy alto de vulnerabilidad ante el fenómeno de origen climático.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

La máxima avenida que se determinó de la quebrada Magllanal para un periodo de retorno $T=100$ años es de $33,43 \text{ m}^3/\text{s}$.

El nivel hidráulico (NAME) que alcanzó la máxima avenida de diseño en la defensa ribereña es de 1,52 m para los muros de encauzamiento y de 1,25 m para los badenes. Estos resultados indican que los muros son suficientes para defender ante una máxima avenida, pero los badenes por su bajo tirante y así como la interrupción de los muros por los accesos a las viviendas anexas a la defensa, son insuficientes y generan los puntos de desborde o salida de la quebrada ante la máxima avenida de diseño en el sector oeste Magllanal.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda en posteriores estudios, evaluar la vulnerabilidad de la defensa ribereña de la quebrada Magllanal, ante una máxima avenida en el sector oeste Magllanal.

Se recomienda que los resultados de esta investigación sean tomados como una herramienta de conocimiento para las autoridades locales y los organismos competentes, para que tomen medidas pertinentes de mejorar la capacidad hidráulica de la defensa ribereña en la intercepción de las calles y así como la interrupción de los muros por los accesos a las viviendas anexas a la defensa ribereña de la quebrada Magllanal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

Autoridad Autónoma Cuenca Hidrográfica Chira-Piura (Comité Interinstitucional) 2007. Plan de defensa ribereña y encauzamiento de ríos. Piura, PE. 71 p.

Castro, I. 2013 Evaluación de la socavación al pie de los muros de encauzamiento del río Amojú, zona urbana – Jaén. Tesis título Ing. Civil. Universidad Nacional de Cajamarca- Sede Jaén. Cajamarca, PE. 87 p.

Chereque, W. 1989. Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil. Pontífica Universidad Católica del PE. 223 p.

Cortez, G. 2008. Diseño de Estructuras de Protección contra Inundaciones del Sistema Fluvial del Municipio de Coalcoman, Michoacan. Tesis título Ing. Civil. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, MX. 104 p.

Catrina, L. 2011. Expediente técnico Ampliación y Rehabilitación del Muro de contención de la quebrada de Magllanal. Municipalidad Provincial de Jaén. Cajamarca, PE.

Galanton, E. y Romero, L. 2007. Descripción de las defensas ribereñas. Tesis título Ing. Civil. Universidad de Oriente, Barcelona, VE. 66 p.

INDECI Jaén, 2005 programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Jaén. Editorial litigraf E.I.R.L. Lima, PE. 190 p.

Ministerio de Transportes y Comunicación (MTC). 2008. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Editorial MTC Lima PE. 202 p.

Ministerio de Transportes y Comunicación (MTC). 2008. Manual para el Diseño de Carreteras No Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. Editorial MTC Lima PE. 205 p.

Mondragón, E. 2013. Evaluación del nivel de riesgo de inundación por el río Amojú en la parte baja de la ciudad de Jaén. Tesis título Ing. Civil. Universidad Nacional de Cajamarca- Sede Jaén. Cajamarca, PE. 102 p.

Mori, M. (S.F). Simulación Hidráulica Aplicada, usando Hec- Ras. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo Chiclayo, PE. 39 p.

LINKOGRAFÍA

CONAGUA (Comisión Nacional de Agua). 2012 Terminología (En línea). Consultada el 29 de agosto del 2014. Disponible en la página de internet. <http://www.conagua.gob.mx/spr/glosario.html>

WIKIPEDIA (Enciclopedia Libre). 2014 Avenida Hidrológica (En línea). Consultada el 29 de agosto del 2014. Disponible en la página de internet. http://es.wikipedia.org/wiki/Avenida_%28hidrolog%C3%ADa%29

ANEXOS

Anexo A. Fotografías del estudio topográfico realizado a la defensa ribereña quebrada Magllanal



Figura 14. En la vista se observa, el estudio topográfico, se realizó con estación total, tomando medidas desde el fondo hasta la corona de la defensa ribereña



Figura 15. En la vista se observa, el punto de inicio del estudio de la defensa ribereña, que se ubica a 100 m aguas arriba del cruce con el pasaje Pedro Ruiz



Figura 16. En la vista se observa, los muros de encauzamiento que componen la defensa ribereña con 2,00 m de altura



Figura 17. En la vista se observa, el badén que cruza el pasaje José Olaya con un tirante hidráulico menor a 0,50 m



Figura 18. En la vista se observa la obstrucción de la calle José Carlos Mariátegui, que solo cuenta con un acceso de graderías para cruzar la defensa ribereña



Figura 19. En la vista se observa, la interrupción de los muros de encauzamiento por entradas o accesos a las viviendas anexas a la defensa ribereña

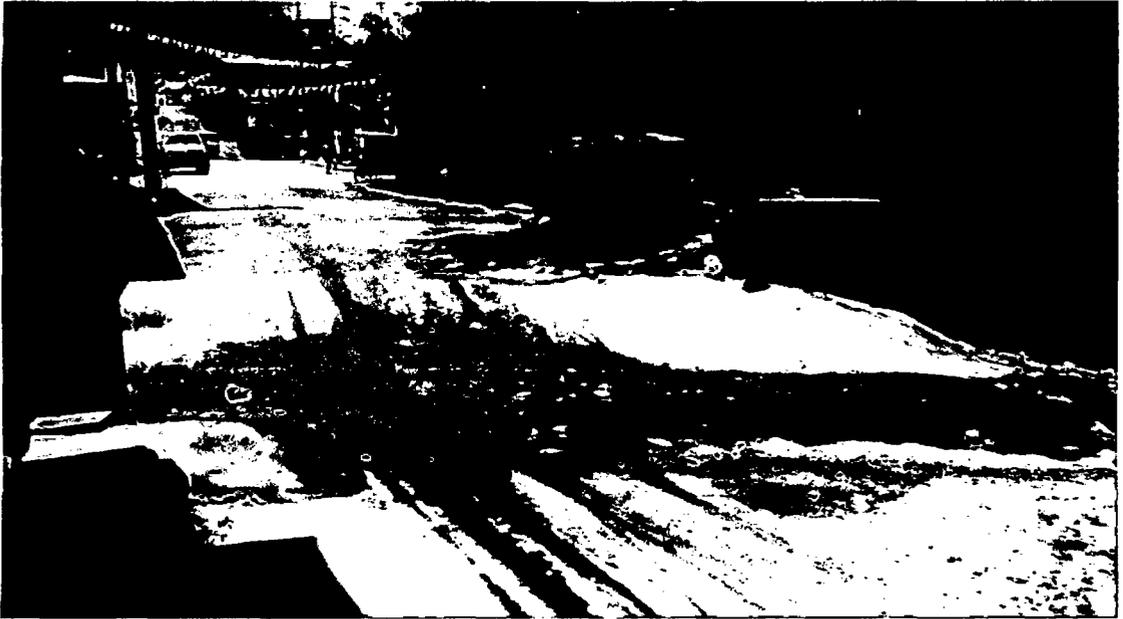


Figura 20. En la vista se observa, el badén que cruza la calle Pedro Ruiz con un tirante hidráulico menor a 0,50 m



Figura 21. En la vista se observa, el puente peatonal que cruza la calle Dos de Mayo, que se ha construido con la finalidad de cruzar ante una máxima avenida

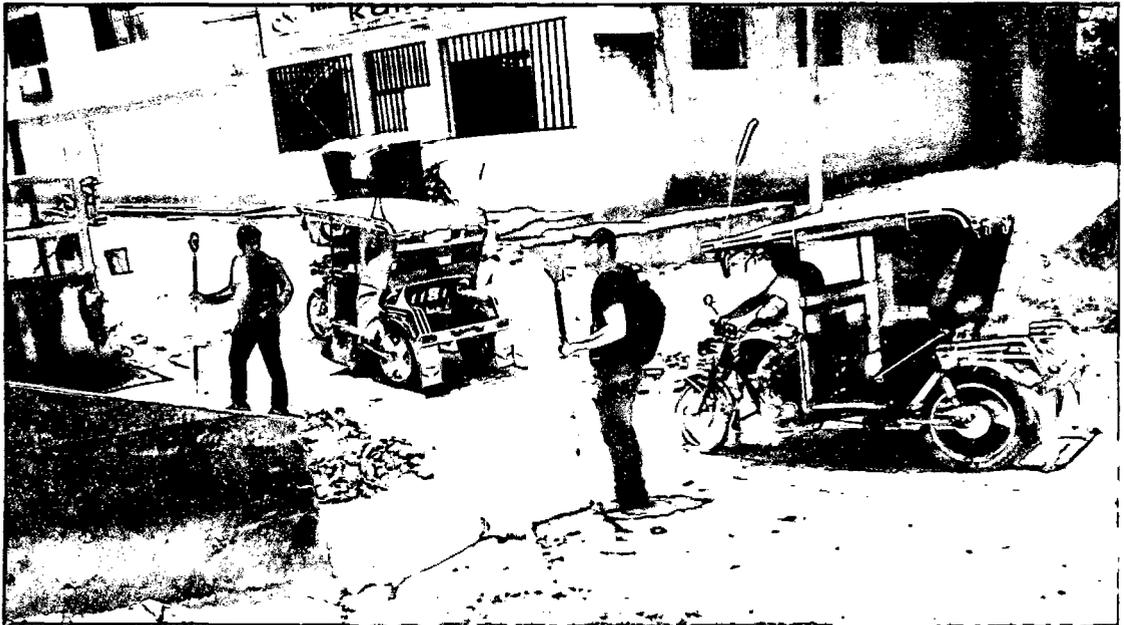


Figura 22. En la vista se observa, el badén que cruza la calle Dos de Mayo con un tirante hidráulico menor a 0,50 m



Figura 23. En la vista se observa, el punto de final del estudio de la defensa ribereña, que se ubica a 20 m aguas debajo del cruce con la calle Dos de Mayo

Anexo B. Procesamiento de datos hidrológicos

Parámetros Geomorfológicos de la microcuenca quebrada Magllanal

- **índice de Compacidad (Coeficiente de Gravelius)**

$$K = 1,27$$

- **Curvas hipsométricas**

Tabla 27. Cálculos para la obtención de la curva hipsométrica

Nº	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
0	800	0,00	0,00	3,89	0,00	100,00
1	900	0,38	0,38	3,51	9,77	90,23
2	1000	0,76	1,14	2,75	19,54	70,69
3	1100	0,72	1,86	2,03	18,51	52,19
4	1200	0,55	2,41	1,48	14,14	38,05
5	1300	0,45	2,86	1,03	11,57	26,48
6	1400	0,42	3,28	0,61	10,80	15,68
7	1500	0,35	3,63	0,26	9,00	6,68
8	1600	0,22	3,85	0,04	5,66	1,03
9	1700	0,04	3,89	0,00	1,03	0,00
	Suma	3,89			100,0	

En la tabla 25, se muestra las subáreas se han acumulado y obtener el porcentaje total de las subáreas que quedan sobre la altitud.

- **Elevación Media**

Tabla 28. Cálculos para la obtención de la elevación media

a	e	a*e
0,38	850,00	323,00
0,76	950,00	722,00
0,72	1 050,00	756,00
0,55	1 150,00	632,50
0,45	1 250,00	562,50
0,42	1 350,00	567,00
0,35	1 450,00	507,50
0,22	1 550,00	341,00
0,04	1 650,00	66,00
3,89		4 477,50

En La tabla 26, se acumulado el área entre dos contornos que se multiplica por su elevación media según la tabla 25, se obtiene la sumatoria acumulada y se dividió entre el área total de microcuenca y se determinó la elevación media de la cuenca $E_m = 1151$ msnm.

- **Pendiente de la microcuenca**

$$S = 24,66\%$$

- **Pendiente del cauce**

$$S_c = 27,32\%$$

- **Tiempo de concentración**

$$t_c = 1,03 \text{ horas}$$

Tabla 29. Datos pluviométricos Estación Chontalí

ESTACION : CHONTALÍ / 000250 /DRE - 02 LAT.: 5°38' 37" "S" DPTO: CAJAMARCA
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 LONG. 79°5'5" "W" PROV: JAÉN
 HORAS (mm)

ALT: 1627 msnm DIST. CHONTALÍ

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	P. ANUAL
1993	16,80	22,60	28,40	22,40	14,60	16,40	8,40	4,20	8,80	36,80	20,20	38,20	237,80
1994	48,40	17,40	32,20	26,80	19,00	26,60	12,00	6,40	22,70	19,00	13,00	24,20	267,70
1995	28,80	8,80	22,60	12,80	16,20	10,20	16,00	10,10	8,00	8,80	46,80	44,20	233,30
1996	38,40	27,00	38,80	28,60	26,20	5,30	6,20	10,00	22,40	40,80	32,00	9,60	285,30
1997	47,00	20,20	12,30	50,40	15,80	9,40	10,40	6,60	20,00	22,80	29,80	35,00	279,70
1998	24,50	32,80	25,60	51,30	35,10	22,40	5,80	4,00	11,00	36,20	34,70	19,80	303,20
1999	23,80	43,00	24,40	25,50	21,00	29,00	9,30	8,30	16,20	51,60	27,20	42,30	321,60
2000	11,60	34,30	92,50	30,60	31,20	24,60	12,80	6,00	27,00	8,50	6,70	24,20	310,00
2001	70,50	13,30	21,70	31,90	13,30	4,70	11,00	6,60	30,00	13,40	43,30	20,50	280,20
2002	27,20	18,20	17,40	24,70	21,50	6,00	20,30	1,70	15,30	28,80	29,00	19,90	230,00
2003	30,90	24,60	22,60	32,00	23,90	30,50	10,80	3,10	9,20	48,00	28,70	22,20	286,50
2004	46,60	7,80	33,10	52,20	17,80	12,30	7,80	5,60	15,50	50,30	20,30	24,80	294,10
2005	34,40	47,30	41,90	66,30	25,80	15,00	4,30	5,80	29,10	23,80	32,60	33,30	359,60
2006	25,80	24,60	44,20	42,00	15,70	34,10	5,30	3,20	3,50	28,00	45,60	21,90	293,90
2007	17,20	10,70	34,80	28,70	20,70	22,70	13,30	10,80	4,60	37,90	51,60	20,80	273,80
2008	20,80	66,20	25,10	31,40	11,40	12,20	11,90	6,90	15,00	36,90	69,50	11,50	318,80
2009	49,50	20,20	48,20	42,00	27,40	17,30	15,20	10,20	12,40	22,30	20,20	25,80	310,70
2010	12,40	77,90	56,70	19,40	17,60	15,50	4,50	7,80	13,50	14,90	18,00	30,20	288,40
2011	42,50	39,40	44,10	38,20	21,50	8,60	14,90	3,50	44,40	23,70	30,70	44,50	356,00
2012	42,10	46,60	38,80	83,70	48,00	12,30	13,60	6,40	3,70	46,40	46,90	24,30	412,80
2013	17,90	33,40	33,40	10,50	27,50	33,20	36,90	18,90	15,80	29,50	3,50	19,50	280,00
SUMA	754,30	682,90	787,80	842,60	508,00	381,00	268,00	164,90	371,90	667,60	697,40	609,30	6735,70
PROM.	32,80	29,69	34,25	36,63	22,09	16,57	11,65	7,17	16,17	29,03	30,32	26,49	296,35

Fuente. Proyecto Especial Jaén- San Ignacio- Bagua- SENAMHI

Tabla 31. Datos pluviométricos Estación La Cascarilla

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

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	P. ANUAL
1993	43,00	32,40	36,40	45,30	26,20	66,00	52,00	80,00	13,60	71,30	39,10	60,40	565,70
1994	22,80	29,40	26,50	39,40	49,50	13,60	8,60	13,50	32,30	21,80	70,00	56,90	384,30
1995	26,80	21,40	32,20	13,90	77,40	23,60	18,47	4,60	6,30	50,00	38,50	43,30	356,47
1996	31,20	37,00	33,40	57,20	26,90	30,70	3,80	24,20	29,40	41,20	15,40	17,10	347,50
1997	18,50	32,40	29,40	47,80	40,60	53,80	29,60	11,10	16,50	61,10	29,50	27,20	397,50
1998	49,90	41,10	32,40	65,30	82,60	29,80	10,00	8,90	23,00	43,10	42,20	35,90	464,20
1999	44,30	66,80	44,40	30,80	36,20	46,00	34,30	12,40	41,00	66,40	53,00	54,40	530,00
2000	42,00	59,80	65,80	41,80	45,00	40,70	17,30	15,40	83,20	13,20	20,70	19,00	463,90
2001	39,20	26,80	25,20	44,90	32,30	8,20	13,00	11,00	67,60	30,80	110,50	36,00	445,50
2002	24,30	43,20	23,20	36,60	67,00	13,80	33,70	30,90	23,80	52,60	25,80	23,90	398,80
2003	24,80	31,20	51,50	36,60	29,50	30,40	19,00	15,70	14,10	55,20	41,80	33,00	382,80
2004	72,70	25,30	27,70	29,10	49,70	24,50	12,40	12,20	28,60	30,30	45,30	45,60	403,40
2005	19,50	32,50	47,60	51,60	25,80	16,60	10,70	18,30	30,80	54,00	73,90	35,40	416,70
2006	45,00	47,20	39,00	33,30	24,50	98,60	3,30	8,30	9,70	41,10	67,60	50,40	468,00
2007	17,70	21,90	31,90	48,50	49,30	15,80	28,10	26,00	26,50	80,50	53,70	45,90	445,80
2008	36,90	67,90	41,80	20,20	42,60	34,00	28,40	17,30	8,20	52,50	38,30	5,20	393,30
2009	56,10	26,70	73,60	43,60	46,80	19,40	23,80	33,00	23,30	87,90	27,20	42,90	504,30
2010	23,80	50,20	17,70	66,70	17,70	14,00	3,80	11,40	14,20	38,30	15,60	36,00	309,40
2011	78,60	34,60	31,70	83,00	27,70	16,80	15,60	10,40	41,50	32,00	56,00	53,60	481,50
2012	70,30	49,00	67,30	61,00	17,70	25,10	27,40	12,60	8,20	27,70	40,50	47,70	454,50
2013	18,30	44,50	31,10	14,60	52,20	30,00	23,30	29,00	18,10	80,50	11,00	38,60	391,20
SUMA	805,70	821,30	809,80	911,20	867,20	651,40	416,57	406,20	559,90	1031,50	915,60	808,40	9004,77
PROM.	38,37	39,11	38,56	43,39	41,30	31,02	19,84	19,34	26,66	49,12	43,60	38,50	428,80

La estación la Cascarilla, presento un dato faltante, se completó con los datos de las dos estaciones pluviométricas cercanas, como se muestran en las tablas 29 y 30.

Tabla 32. Distribución Normal de las precipitaciones máximas en 24 horas

AÑO	PRECIP.	PRECIP. ORDENADAS	F(x)	f(x)
1993	92,50	127,76	0,995804	0,000814
1994	80,94	114,00	0,958224	0,005874
1995	89,49	101,63	0,820247	0,017253
1996	66,14	96,20	0,711816	0,022459
1997	70,65	95,97	0,706600	0,022649
1998	95,50	95,50	0,696040	0,023016
1999	77,24	93,08	0,638054	0,024665
2000	96,20	93,08	0,638054	0,024665
2001	127,76	92,50	0,623702	0,024981
2002	77,47	89,49	0,546725	0,026073
2003	63,82	85,45	0,440811	0,025964
2004	84,06	84,06	0,405081	0,025506
2005	85,45	81,28	0,336211	0,024008
2006	114,00	80,94	0,327924	0,023771
2007	93,08	78,51	0,272444	0,021857
2008	78,51	77,47	0,250183	0,020920
2009	101,63	77,24	0,245370	0,020704
2010	77,12	77,12	0,242982	0,020595
2011	95,97	70,65	0,130755	0,013977
2012	81,28	66,14	0,077866	0,009585
2013	93,08	63,82	0,058005	0,007634
MEDIA		87,71		
DESV.EST.		15,20		

Tabla 33. Distribución Log Normal 2 parámetros de las precipitaciones máximas en 24 horas

AÑO	PRECIP.	PRECIP. ORDENADAS	$y = \ln(x)$	F(x)	f(x)
1993	92,50	127,76	4,850177	0,989816	0,161121
1994	80,94	114,00	4,736232	0,949657	0,617019
1995	89,49	101,63	4,621361	0,830979	1,500110
1996	66,14	96,20	4,566409	0,736003	1,945142
1997	70,65	95,97	4,564002	0,731301	1,962599
1998	95,50	95,50	4,559171	0,721737	1,996877
1999	77,24	93,08	4,533418	0,668139	2,159647
2000	96,20	93,08	4,533418	0,668139	2,159647
2001	127,76	92,50	4,527188	0,654577	2,193231
2002	77,47	89,49	4,494148	0,579697	2,326203
2003	63,82	85,45	4,447874	0,470420	2,367200
2004	84,06	84,06	4,431503	0,431866	2,339024
2005	85,45	81,28	4,397933	0,355183	2,215560
2006	114,00	80,94	4,393656	0,345753	2,194012
2007	93,08	78,51	4,363197	0,281617	2,008510
2008	78,51	77,47	4,349854	0,255449	1,912379
2009	101,63	77,24	4,346864	0,249766	1,889846
2010	77,12	77,12	4,345366	0,246943	1,878431
2011	95,97	70,65	4,257673	0,113924	1,147219
2012	81,28	66,14	4,191715	0,054980	0,661704
2013	93,08	63,82	4,156124	0,035137	0,461237
MEDIA		4,46			
DESV.EST.		0,17			
C.ASIMETRIA		0,32			

Tabla 34. Distribución Log Normal 3 parámetros de las precipitaciones máximas en 24 horas

AÑO	PRECIP.	PRECIP. ORDENADAS	$y = \ln(x-a)$	F(x)	f(x)
1993	92,50	127,76	5,552040	0,993838	0,254589
1994	80,94	114,00	5,497184	0,955483	1,374132
1995	89,49	101,63	5,445151	0,826289	3,751962
1996	66,14	96,20	5,421411	0,723219	4,895020
1997	70,65	95,97	5,420388	0,718190	4,938037
1998	95,50	95,50	5,418339	0,707987	5,021963
1999	77,24	93,08	5,407513	0,651436	5,408476
2000	96,20	93,08	5,407513	0,651436	5,408476
2001	127,76	92,50	5,404918	0,637301	5,484996
2002	77,47	89,49	5,391315	0,560534	5,766726
2003	63,82	85,45	5,372706	0,452317	5,792295
2004	84,06	84,06	5,366245	0,415160	5,701591
2005	85,45	81,28	5,353197	0,342700	5,374417
2006	114,00	80,94	5,351554	0,333913	5,320821
2007	93,08	78,51	5,339976	0,274772	4,877527
2008	78,51	77,47	5,334973	0,250916	4,656091
2009	101,63	77,24	5,333858	0,245752	4,604757
2010	77,12	77,12	5,333300	0,243189	4,578825
2011	95,97	70,65	5,301539	0,122915	2,975121
2012	81,28	66,14	5,278809	0,067727	1,914156
2013	93,08	63,82	5,266949	0,047819	1,455433
MEDIA		5,38			
DESV.EST.		0,07			
a		(130,00)			
C.ASIMETRIA		0,62			

Tabla 35. Media reducida Yn para la distribución log Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5230	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

Tabla 36. Desviación típica reducida S_n para la distribución log Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1086
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,2260	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,3880
40	1,1413	1,1430	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

Tabla 37. Regresión múltiple

Y	X1	X2
log I	Log T	Log t
2,2980	2,0000	0,6990
2,1720	2,0000	1,0000
2,0831	2,0000	1,1761
2,0158	2,0000	1,3010
1,9149	2,0000	1,4771
1,7324	2,0000	1,7782
2,2533	1,6990	0,6990
2,1274	1,6990	1,0000
2,0386	1,6990	1,1761
1,9708	1,6990	1,3010
1,8704	1,6990	1,4771
2,2533	1,6990	1,7782
2,2033	1,3979	0,6990
2,0774	1,3979	1,0000
1,9886	1,3979	1,1761
1,9212	1,3979	1,3010
1,8202	1,3979	1,4771
1,6375	1,3979	1,7782
2,1271	1,0000	0,6990
2,0013	1,0000	1,0000
1,9128	1,0000	1,1761
1,8445	1,0000	1,3010
1,7443	1,0000	1,4771
1,5587	1,0000	1,7782
2,0592	0,6990	0,6990
1,9335	0,6990	1,0000
1,8445	0,6990	1,1761
1,7767	0,6990	1,3010
1,6758	0,6990	1,4771
1,4928	0,6990	1,7782
1,9489	0,3010	0,6990
1,8228	0,3010	1,0000
1,7340	0,3010	1,1761
1,6665	0,3010	1,3010
1,5658	0,3010	1,4771
1,3838	0,3010	1,7782

Tabla 38. Resumen del análisis de datos Excel (Y vs X1, X2)

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0,919138941
Coeficiente de determinación R ²	0,844816393
R ² ajustado	0,835411326
Error típico	0,091393956
Observaciones	36

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	1,500601511	0,750300756	89,82566338	4,45612E-14
Residuos	33	0,27564422	0,008352855		
Total	35	1,776245732			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	2,1967674	0,0650180	33,7870806	3,52956E-27	2,0644873	2,3290474	2,0644873	2,3290474
Variable X 1	0,2270802	0,0262162	8,6618340	5,19299E-10	0,1737430	0,2804175	0,1737430	0,2804175
Variable X 2	-0,4548714	0,0444706	-10,2285853	9,16471E-12	-0,5453475	-0,3643952	-0,5453475	-0,3643952

Tabla 39. Tipos de suelos en la cuenca del río Amojú

item	Cod. Suelo	Desc. Suelo	Origen	Desc. Pendiente	Profundidad Efectiva	Drenaje	Textura	Permeab.	Fertilidad
1	T	Andosol	Montañas intrusivas formadas sobre un cuerpo plutónico que presenta dioritas y tonalitas	Superficie empinada	Superficial	Algo excesivo	Media	Moderada	Media
2	B-L	Cambisol-Leptosol	Montañas intrusivas formadas sobre plagioclasas, cuarzo, ortoclasa y biotita en placas distribuidas irregularmente	Superficie empinada	Superficial	Algo excesivo	Media	Moderada	Media
3	B-R	Cambisol-Regosol	Montañas sedimentarias formadas sobre una caliza arcillosa, grisácea	Superficie empinada	Superficial	Algo excesivo	Media	Moderada	Media
4	T-X	Andosol-Xerosol	Colinas extrusivas formadas sobre una secuencia gruesa de derrames y piroclásticos andesíticos	Superficie empinada	Superficial	Algo excesivo	Media	Moderada	Media
5	J	Fluvisol	Fluvial	Inundable	Muy Profundo	Imperfecto	Media	Moderada	Media

Fuente. Municipalidad Provincial de Jaén

Anexo C. Modelamiento Hidráulico

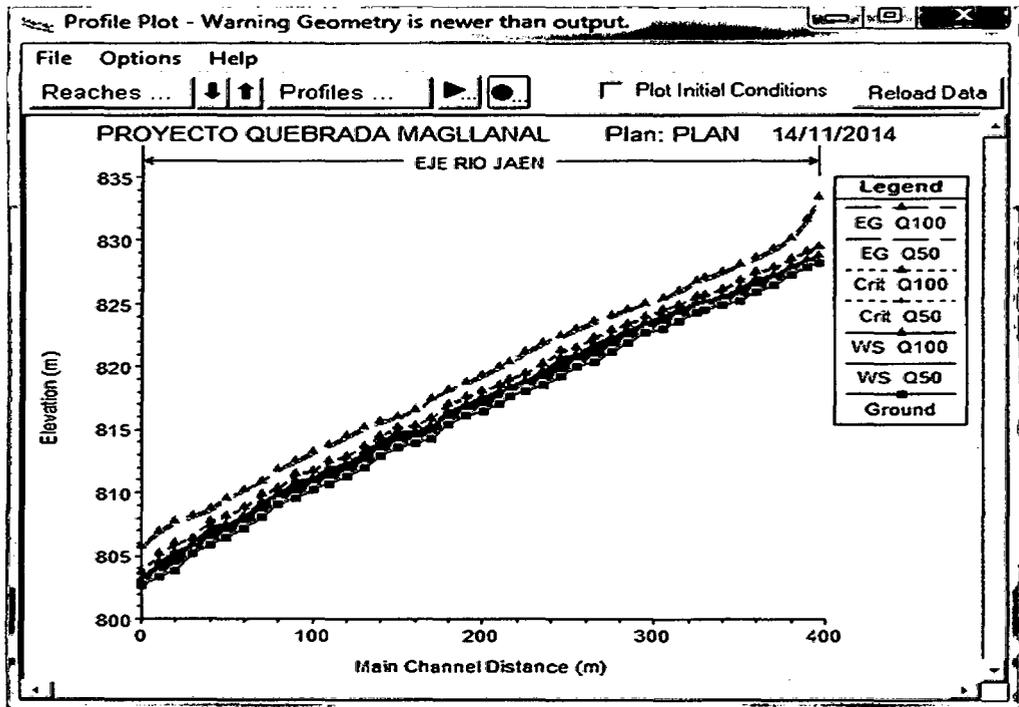


Figura 24. Perfil longitudinal de la quebrada Magllanal del tramo en estudio

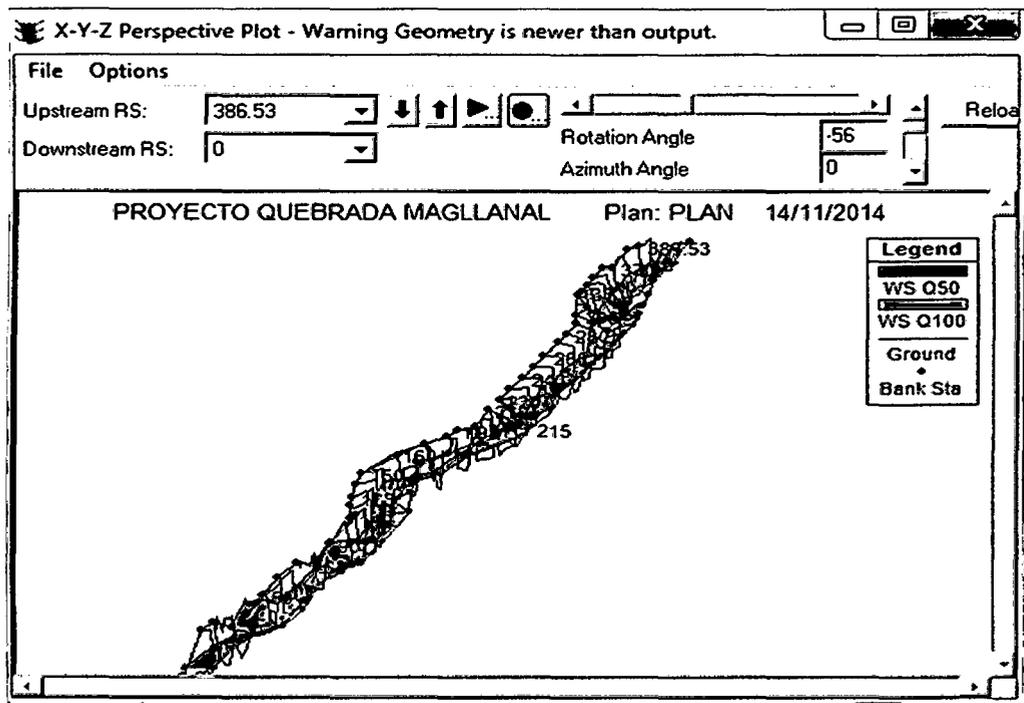


Figura 26. Vista en 3D de la quebrada Magllanal del tramo en estudio

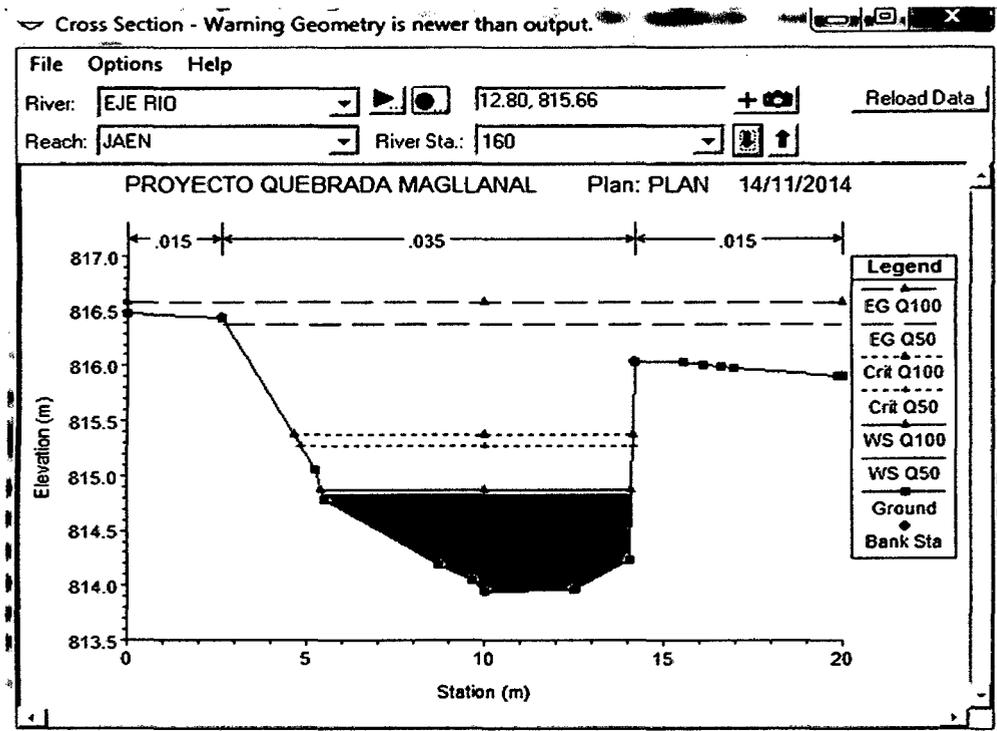


Figura 25. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+160

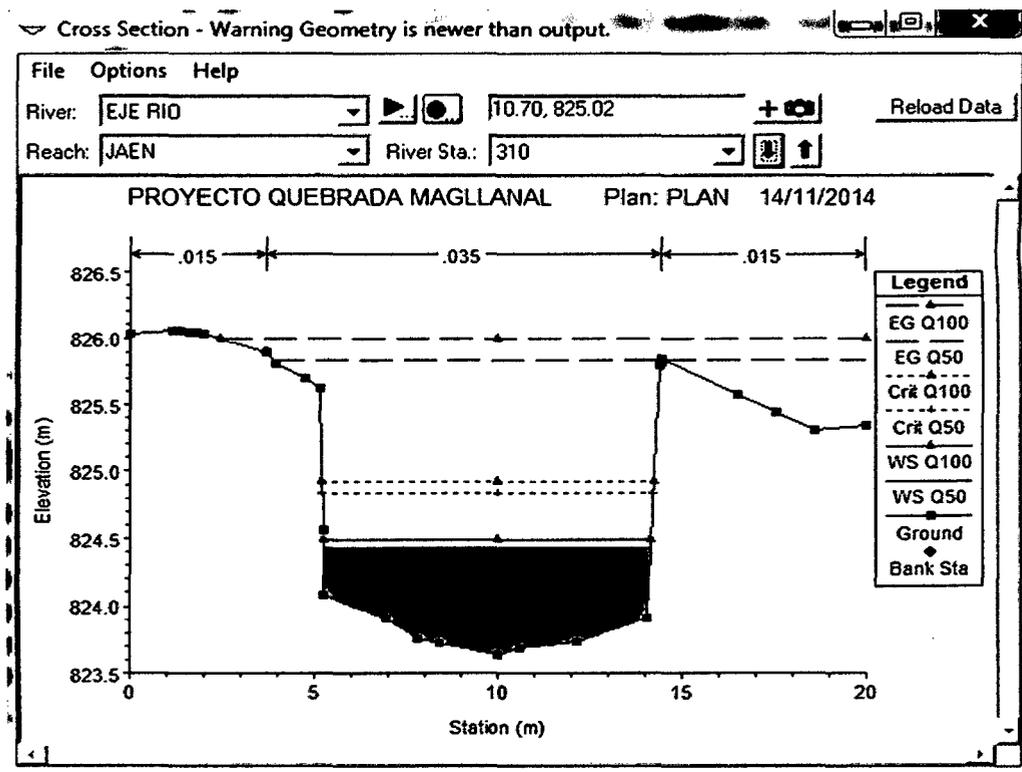


Figura 26. Sección de los muros de encauzamiento en la estación Km 0+310

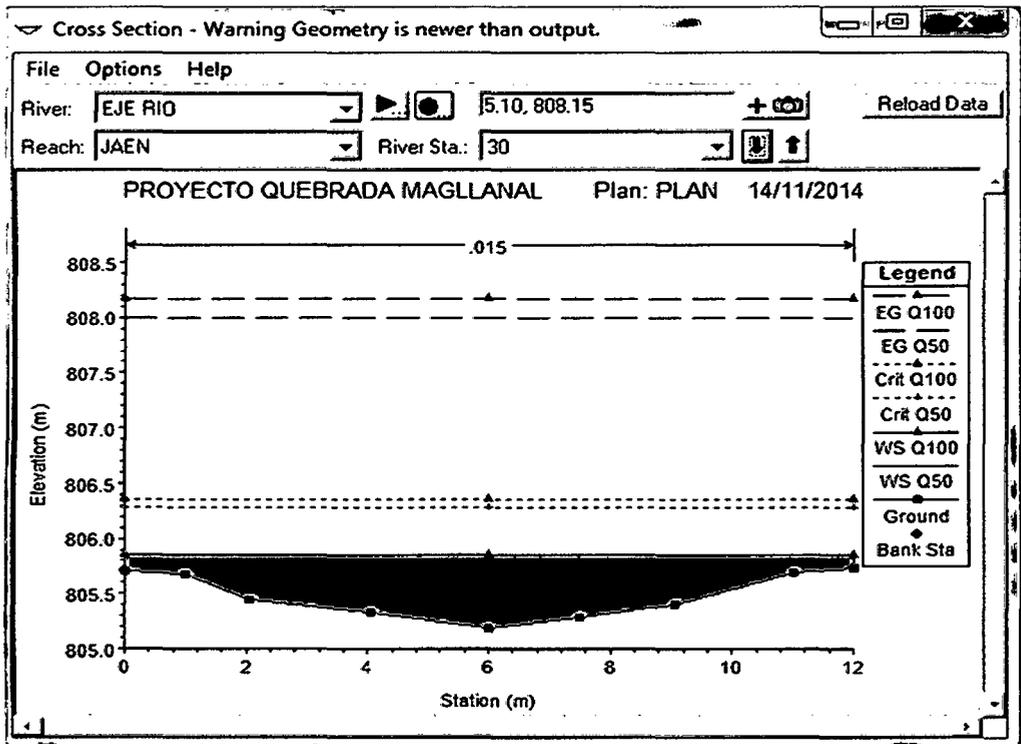


Figura 27. Sección Badén intercepción calle 2 de mayo en la estación 0+320

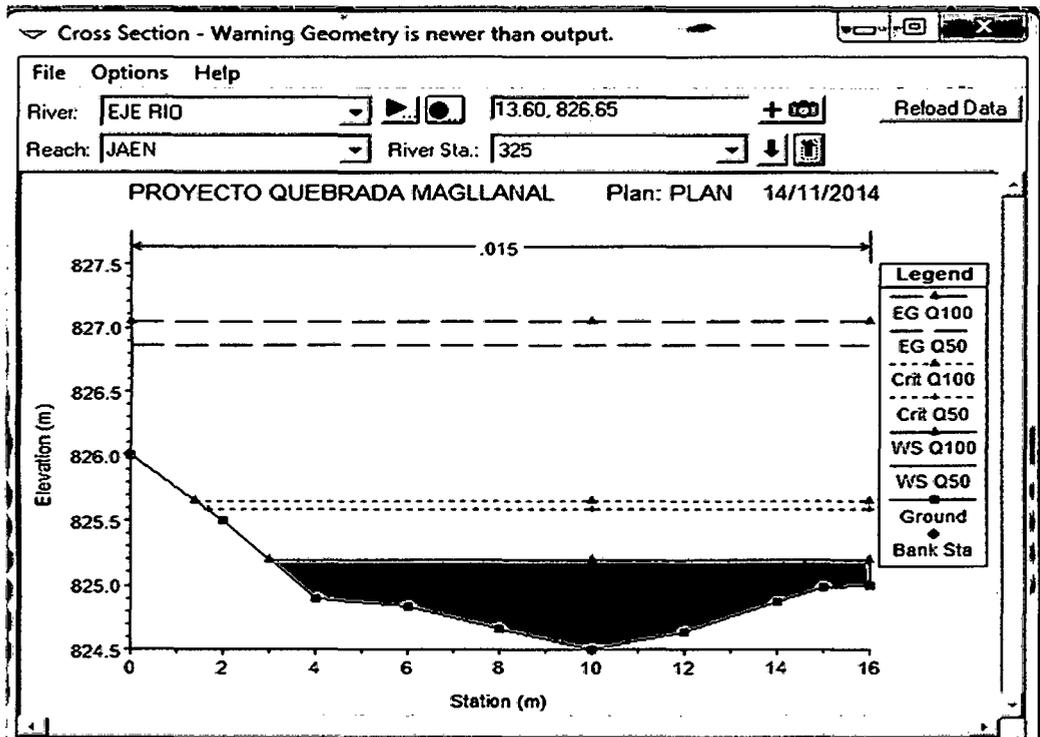


Figura 28. Sección Badén intercepción pasaje José Olaya en la estación 0+325

Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n)

Tabla 40. Conductos Abiertos Revestidos

Revestimiento	Calidad Buena	Calidad Regular
Concreto vaciado en formaletas sin acabado	0,013	0,017
Concreto alisado	0,013	0,015
Concreto emparejado con llana	0,012	0,014
Mortero lanzado, sección buena	0,016	0,019
Piedra irregulares, unidad con mortero cemento	0,017	0,020
Mampostería de piedra bruta y mortero de cemento frisado	0,016	0,020

Fuente. Bolinaga, J. J. "Drenaje Urbano" INOS 1979

Tabla 41. Conductos Abiertos Excavados

Excavado en	Calidad Buena	Calidad Regular
Tierra, limpio de vegetación	0,016	0,018
Tierra con hierva corta y pocas malezas	0,022	0,027
Suelo con alto contenido de grava, limpio	0,022	0,025
Tierra, sección irregular y mucha malezas	0,030	0,035
Tierra con lodos limpios de vegetación y fondos de grava	0,025	0,030
Tierra con lodos limpios de vegetación y fondos de cantos rodados	0,030	0,035
Roca lisa y con pocas irregularidades	0,035	0,040
Roca dentada y con muchas irregularidades	0,400	0,045
Canales sin mantenimiento con maleza densa de la misma altura de agua a mayor	0,080	0,120
Canales sin mantenimiento con fondo limpio y rastrojo y matorrales en los lados. Gastos altos	0,050	0,080
Canales sin mantenimiento con fondo limpio y rastrojo y matorrales en los lados. Gastos bajos	0,070	0,110

Fuente. Bolinaga, J. J. "Drenaje Urbano" INOS 1979

Anexo D. Planos.

Lamina 1. Plano topográfico de la microcuenca de la quebrada Magllanal, en curvas de nivel cada 50,00 m.

Lamina 2. Plano de ubicación del tramo en estudio de la defensa ribereña quebrada Magllanal.

Lamina 3. Plano topográfico de planta con curvas de nivel cada 0,50 m del tramo en estudio de la defensa ribereña quebrad Magllanal.

Lamina 4. Plano de secciones transversales del tramo en estudio de la defensa ribereña quebrada Magllanal.