

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA



**PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS DEL
SISTEMA DE DRENAJE DE LA CARRETERA AFIRMADA
LARAQUERI – HUARIJUYO PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

HUGO DULGERIO PAYE NINARAQUI

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PUNO – PERÚ

2016

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA
TESIS PRESENTADA POR:
HUGO DULGERIO PAYE NINARAQUI
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRICOLA



APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

:

Dr. EDUARDO FLORES CONDORI

PRIMER MIEMBRO

:

M.Sc. OSCAR RAUL MAMANI LUQUE.

SEGUNDO MIEMBRO

:

M.Sc. EDGARDO GUERRA BUENO.

DIRECTOR DE TESIS

:

M Sc. ROBERTO ALFARO ALEJO.

AREA: Ingeniería y Tecnología

TEMA: Diseño Hidráulico

LINEA: Diseño de Infraestructura Rural

FECHA DE SUSTENTACION 27 DE ENERO DEL 2016

DEDICATORIA

A DIOS por darme la vida, por ser mi guía, fortaleza e iluminar mi camino, pero sobre todo por darme una luz de esperanza y alegría “Derramando muchas bendiciones en mi” y por permitirme disfrutar mis logros cerca de mis seres amados.

A mis queridos padres; Pedro Paye Peñaloza y Flora Ninaraqui Mollocondo quien con su ejemplo me formaron para asumir retos como éste, y me supieron inculcar la dedicación y perseverancia al Estudio y el Trabajo.

Hago extensiva esta dedicatoria a mis seres Queridos: Alzira Dafne, Olga, Maricielo, Magdalena Marleni, Elva. Por su amor, paciencia, comprensión y apoyo constante en todo momento de nuestras vidas.

AGRADECIMIENTOS

A nuestra Alma Mater, Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por darme la oportunidad de formarme profesionalmente.

El presente trabajo ha sido realizado bajo la dirección del M Sc Roberto Alfaro Alejo y el asesoramiento del Dr. Sc. Eduardo Luis Flores Quispe, a quienes expreso mi más sincero y afectuoso agradecimiento por su inestimable y permanente apoyo, que hizo posible la realización de este trabajo de investigación.

Asimismo, quiero agradecer a los miembros del jurado por sus aportes realizados en el presente trabajo.

A mis amigos de amistad que compartimos, (Edwin, Jaime, Paco, Winston, Daniel.)

INDICE GENERAL

RESUMEN	12
ABSTRACT	13
I. INTRODUCCION.....	14
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	14
1.2. Justificación.	16
1.3. Preguntas del problema.....	17
1.3.1. Pregunta general.	17
1.3.2. Preguntas específicas.....	17
1.4. Objetivos.....	17
1.4.1. Objetivo general.	17
1.4.2. Objetivos específicos.....	17
II.REVISION DE LITERATURA.....	18
2.1. Antecedentes.....	18
2.2. Marco referencial.....	18
2.2.1. Hidrología.....	18
2.2.2. Cuenca hidrográfica.....	19
2.2.3. Área de drenaje con colector común.	20
2.2.4. Precipitación.	20
2.3. Marco conceptual.....	21
2.3.1. Cuenca.	21
2.3.2. Caracterización geomorfológica de la cuenca hidrográfica.	21
2.3.3. Radiación solar.	31
2.3.4. Temperatura del aire.....	31
2.3.5. Humedad del aire.....	31
2.3.6. Velocidad del viento.....	32
2.3.7. Presión atmosférica.	32
2.3.8. Precipitación.	32

2.3.9. Precipitación máxima probable	34
2.3.10. Análisis de consistencia de la información hidrometeorológica.	34
2.3.11. Extensión de datos hidrológicos.....	36
2.3.12. Definición de máxima avenida.....	37
2.3.13. Origen y formación de una avenida.....	37
2.3.14. Componentes del caudal.....	37
2.3.15. Métodos de estimación de avenidas.	39
III. MATERIALES Y MÉTODOS	40
3.1. Características de la zona de estudio.	40
3.2. Ubicación Política	40
3.3. Ubicación Geográfica.	40
3.4. Ubicación Hidrográfica.....	41
3.5. Características Climáticas de la zona de estudio.	41
3.5.1. Temperatura.....	41
3.5.2. Precipitación.....	42
3.5.3. Humedad relativa.....	42
3.5.4. Nubosidad.....	42
3.5.5. Viento..	42
3.6. Información Cartográfica.....	43
3.7. Equipo de Ingeniería para el Estudio.....	43
3.8. Metodología.....	43
3.8.1. Características geomorfológicas de las microcuencas.....	43
3.8.2 Análisis de precipitación.	46
3.9. Tiempo de concentración.....	48
3.9.1. Soil conservation service California	48
3.9.2.EE.UU. para el diseño de alcantarillas.	48
3.9.3. Método de Giondiotty.....	49
3.10. Periodo de retorno.....	49

3.11. Coeficiente de escorrentía.....	50
3.11.1. Formula de Justin	50
3.11.2. Según el tipo de cobertura	51
3.11.3. Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo.....	51
3.12. Intensidades de lluvia.....	52
3.13. Ley de Gumbel.....	53
3.14. Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno.....	53
3.15. Estimacion de Caudales.	54
3.15.1. Método Mc Math.....	54
3.15.2. Método de Harksley	55
3.15.3. Método Racional	56
IV.RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	57
4.1. Estudio hidrológico para el dimensionamiento de los sistemas de drenaje en los componentes de la carretera afirmada Laraqueri Huarijuyo.....	57
4.1.1. Análisis de la cuenca.	57
4.2 Análisis de precipitación.....	58
4.2.4. Análisis de consistencia.....	60
4.2.5. Análisis de doble masa.	60
4.2.6. Regionalización de datos.	62
4.3 Tiempo de concentración.....	63
4.3.1. Soil conservation service California.....	63
4.3.2.EE.UU. para el diseño de alcantarillas.	64
4.3.3. Método de Giondiotty.....	64
4.4. Periodo de retorno.....	64
4.5. Coeficiente de escorrentía.....	65
4.5.1. Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo.....	67
4.6. Intensidades de lluvia.....	67
4.7. Ley de Gumbel.....	68
4.8. Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno.....	69

4.9. Estimacion de caudales.....	70
4.9.1. Método Mc Math.....	70
4.9.2. Método de Harksley.....	71
4.9.3. Método Racional.....	72
4.10. Diseños hidráulicos de drenaje en base de caudales máximos en las diferentes estructuras de la carretera.....	72
V. CONCLUSIONES.....	74
VI. RECOMENDACIONES.....	75
VII. BIBLIOGRAFIA.....	76
VIII. ANEXOS.....	78

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Hidrógrafas según la forma de la cuenca	23
Figura 2 Curvas hipsométricas características	26
Figura 3 Hidrógrafas según el perfil altimétrico del cauce principal	27
Figura 4 Orden de una cuenca	28
Figura 5 Diagrama de doble masa de la precipitación anual de Laraqueri.....	47
Figura 6 Comportamiento de la precipitación total anual de Laraqueri	58
Figura 7 Precipitación promedio mensual de la estación Laraqueri.....	59
Figura 8 Precipitación máximo mensual de la estación Laraqueri	60
Figura 9 Curva de precipitación anual acumulada estación Laraqueri.....	61

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Procedimiento de regresión lineal simple para la regionalizacion	48
Tabla 2 Resultados de regresión lineal simple para la regionalización Cuenca 01	48
Tabla 3 Tiempo de retorno respecto a la vida útil y la probabilidad de ocurrencia.....	50
Tabla 4 Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo.....	51
Tabla 5 Intensidad máxima para frecuencias de ocurrencia y duración de la tormenta .	52
Tabla 6 Precipitación para el periodo de retorno (PTR) Ley de Gambel	53
Tabla 7 Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno.....	54
Tabla 8 Calculo de caudales máximos método de Mac-Math	55
Tabla 9 Método de Harksley para coeficientes de escorrentía y la intensidad	55
Tabla 10 Aplicación del método racional para determinar el caudal	56
Tabla 11 Parámetros fisiográficas de las microcuencas de Laraqueri	57
Tabla 12 Determinación del grafico de doble masa de precipitación pluvial.....	61
Tabla 13 Regresión lineal simple, regionalización de precipitación pluvial	63
Tabla 14 Resultado de regresión en la regionalizacion de precipitación.....	63
Tabla 15 Vida útil respecto a tiempo de retorno y riesgo de falla de la estructura.....	65
Tabla 16 Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo.....	67
Tabla 17 Intensidad máxima ,frecuencias de ocurrencia y duración de la tormenta	68
Tabla 18 Precipitación para el Periodo de Retorno (PTR) Ley de Gumbel	69
Tabla 19 Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno.....	70
Tabla 20 Calculo de caudales máximos método de Mac-Math	71
Tabla 21 Aplicación Método de Harksley para diferentes tiempos de retorno	71
Tabla 22 Aplicación del método racional para diferentes tiempos de retorno	72
Tabla 23 Calculo de caudales máximos por tres métodos	73

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se realizó con el fin de determinar los caudales máximos con el propósito de diseñar la estructuras hidráulicas y drenaje de la carretera afirmada de la localidad de Laraqueri al centro poblado de Huarijuyo el mismo que da , inicio en el km 0.00, distrito de Pichacani – Laraqueri hasta final en el km 12+800 ,el centro poblado de Huarijuyo ,región Puno, para poder mejorar el nivel de transitabilidad para lograr un adecuado acceso a los mercados locales y regionales, de manera el flujo sea constante y adecuado de los productos agropecuarios de las zonas a intervenir en el desarrollo ,efectuando la determinación de caudales máximos para el diseño de estructuras hidráulicas y realizar el dimensionamiento hidráulico del sistema de drenaje de acuerdo a los resultados obtenidos durante el estudio en las diferentes cuencas de la carretera afirmada Laraqueri – Huarijuyo – Puno. Aplicando los métodos empíricos en el análisis de máximas avenidas para la determinación de caudales, el proyecto contiene las variables e indicadores de un estudio que son, Aspectos Generales: de hidrología, Proceso y Guías de Diseño: (El Proceso de Diseño, Guías de diseño); Estudios Preliminares (Trabajos de Campo, Clasificación de Diseño); Los resultados obtenidos de caudales máximos de las microcuencas, se concluyen con la obtención del caudal de diseño para el planteamiento de estructuras hidráulicas.

Palabras clave. Diseño de drenaje pluvial, planteamiento hidráulico, Laraqueri Puno

ABSTRACT

The present research work was carried out in order to determine the maximum flows with the purpose of designing the hydraulic structures and drainage of the road affirmed from the town of Laraqueri to the center of Huarijuyo, which starts at km 0.00, Pichacani - Laraqueri district until the end at km 12 + 800, the town center of Huarijuyo, Puno region, in order to improve the level of passability to achieve adequate access to local and regional markets, so that the flow is constant and adequate of the agricultural products of the areas to be involved in the development, making the determination of maximum flows for the design of hydraulic structures and perform the hydraulic sizing of the drainage system according to the results obtained during the study in the different basins of the road affirmed Laraqueri - Huarijuyo - Puno. Applying the empirical methods in the analysis of maximum avenues for the determination of flows, the project contains the variables and indicators of a study that are, General Aspects: of hydrology, Process and Design Guides: (The Design Process, Design Guides); Preliminary Studies (Field Work, Design Classification); The results obtained from maximum flows of the microbasins are concluded by obtaining the design flow for the planning of hydraulic recommendations.

Keywords. Storm drainage design, hydraulic approach, Huarijuyo Puno

I. INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Una de las características de la sierra del Perú son las pendientes fuertes y la excesiva precipitación pluvial que ocurren en las cuencas en las temporadas de enero, febrero y marzo, por consiguiente, la distribución y magnitud de las precipitaciones pluviales, así como de los sistemas de manejo de las tierras existentes, facilitan la erosión de los suelos que en muchos casos suele ser considerable. En la región del altiplano, es importante conocer la capacidad erosiva de las precipitaciones, especialmente de aquellas lluvias de mayor intensidad, que tiene efectos de erosión en los suelos los cuales pueden afectar los medios de transporte como son accesos a las localidades.

En la actualidad el potencial de un país puede valorarse básicamente por los recursos naturales que posee y la forma como el hombre aprovecha de ellos. De igual manera la explotación de las tierras sin un criterio técnico sobre la planificación de su uso, puede provocar serios daños irreversibles en las zonas donde la escorrentía y la erosión posteriormente el deterioro de las estructuras hidráulicas de los accesos de comunicación originados como consecuencia de la ocurrencia de fuertes precipitaciones; las cuales desplazan los suelos desde las partes altas hacia las partes bajas.

El problema de sobredimensionamiento de una obra hidráulica implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por lo tanto, un proyecto intermediario sería la solución ideal, generando los menores costos anuales a través de estudios hidrológicos utilizando los cálculos hidrológicos adecuados de la cuenca. Los métodos empíricos se apoyan en la existencia de series de datos de estaciones en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados). Esto implica que la curva de frecuencia definida para un determinado lugar es válida rigurosamente para ese lugar; cuando generalmente la información que se requiere es en un lugar diferente, donde no existen datos medidos; la regionalización de datos permite combinar informaciones de diversos lugares en la cuenca o región, para producir, por ejemplo, una curva regional de frecuencias.

Es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

En la localidad del distrito de Pichacani - Laraqueri, existe una falta de conocimiento de los caudales de crecida en todas las pequeñas cuencas que componen la carretera afirmada Laraqueri - Huarijuyo y la falta de conocimiento sobre los caudales máximos que permitan mejorar los componentes de las estructuras hidráulicas y drenaje de la carretera en mención. Las estructuras hidráulicas en una vía de comunicación constituyen un pilar muy importante para el desarrollo de los pueblos, constituye un significativo potencial de recursos de impacto social, económico, no han merecido la atención de parte del gobierno ni mucho menos de inversionistas privado para promover trabajos de investigación que puedan determinar los caudales generados por las precipitaciones en el entorno de las cuencas: por esta razón es considerado como una zona potencial para desarrollar el trabajo de investigación.

Por consiguiente, las zonas involucradas en el proyecto en la actualidad se encuentran con una serie de limitaciones para su desarrollo económico, debido a la heterogeneidad existente. Uno de ellos es la irregularidad y variabilidad de sus fuentes de comercio de los productos de la zona, ya que siendo una zona de producción agropecuaria; ponen como responsabilidad al estudio y planeamiento para formular las estructuras hidráulicas y drenaje que componen la infraestructura de comunicación y poder estimar el caudal para el planteamiento de estructuras en las cuencas en estudio.

Frente a este problema, es necesario y prioritario desarrollar una estrategia de trabajo a nivel de unidades hidrográficas de pequeñas áreas llamadas pequeñas cuencas, con las cuales se pretende desarrollar y determinar los caudales. Para ello se ha considerado a la estación de Laraqueri como un sistema dinámico de las precipitaciones, considerando los antecedentes del deterioro las estructuras hidráulicas y sistema de drenaje de vía de comunicación de este distrito, de continuar los eventos extraordinarios se originaría el riesgo de la seguridad de la población, al destruirse las

viviendas, centenares de familias no tendrían accesos de comunicación, perjudicando enormemente la economía de la población.

1.2. JUSTIFICACIÓN.

Las máximas avenidas se presentan generalmente en los meses de enero, febrero y Marzo; en los años 1986 y 2001 se presentaron con características destructivas provocando colapso de la infraestructura vial con inundaciones y daños a los campos de cultivo, y poblaciones aledañas a las cuencas. Afectando significativamente a la economía de los pobladores de la zona que se dedican principalmente a las actividades agropecuarias, teniendo como consecuencia la migración a las zonas urbanas.

Por todas estas consideraciones de los efectos destructivos de las inundaciones, que son producidos por las máximas avenidas son necesarias realizar estudios para sopesar tales eventos climatológicos, el presente trabajo de investigación se sustenta socio económicamente a los planteamientos de las infraestructuras hidráulicas en el ámbito de influencia de las cuencas de la vía en estudio, necesitan medidas de prevención, para conservar la vía de comunicación; y además para el dimensionamiento de infraestructuras hidráulicas (cunetas, puentes, y otros).

Mediante este trabajo de determinación de caudales máximos de las pequeñas cuencas en estudio, se recomendara a los pobladores y autoridades de la zona los puntos hasta donde se podrá realizar tanto la construcción de infraestructura hidráulica, vial, viviendas, infraestructuras productiva y conducción de cultivos según sea el caso; así evitando pérdidas económicas y perjuicios sociales de los pobladores aledaños. Por otro lado, los estudios hidrológicos constituyen una herramienta básica para establecer hasta qué punto es factible y seguro un proyecto de desarrollo hidráulico, dentro de una cuenca o pequeña cuenca hidrográfica. Uno de los problemas hidrológicos que presenta es la ocurrencia de máximas avenidas que causan inundaciones, riesgo de vida útil de las obras, erosión y transporte de sedimentos, debido al exceso de lluvias.

La selección correcta de una avenida de proyecto constituye un aporte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir y controlar los problemas mencionados, es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar

el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

1.3. PREGUNTAS DEL PROBLEMA.

1.3.1. Pregunta general.

¿De qué manera influyen las características morfológicas y los caudales máximos en el dimensionamiento hidráulico del sistema de drenaje superficial y subterráneo de la carretera afirmada Laraqueri, Huarijuyo de Puno?

1.3.2. Preguntas específicas.

¿De qué manera influye la intensidad de la precipitación máxima de 24 horas en los sistemas de drenaje de la carretera Laraqueri Huarijuyo de Puno?

¿De qué manera influye un adecuado dimensionamiento hidráulico en las diferentes estructuras planteadas de la carretera Laraqueri, Huarijuyo de Puno?

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general.

Efectuar la determinación de caudales máximos para el diseño de estructuras hidráulicas y realizar el dimensionamiento hidráulico del sistema de drenaje superficial y subterráneo de la carretera afirmada Laraqueri, Huarijuyo de Puno.

1.4.2. Objetivos específicos.

Efectuar el estudio hidrológico a fin de realizar el dimensionamiento de los sistemas de drenaje y los componentes de la carretera afirmada Laraqueri Huarijuyo de Puno.

Preparar los diseños hidráulicos y drenaje de acuerdo a los caudales máximos obtenidos durante el estudio en las diferentes estructuras planteadas de la carretera afirmada Laraqueri, Huarijuyo de Puno.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES.

La falta de información hidrometeorológica representa una limitante fundamental para el desarrollo de proyectos técnicos y económicamente adecuados. Las cuencas de la carretera afirmada Laraqueri - Huarijuyo se divide en siete pequeñas cuencas, debido a la falta de información se las nombró con números del inicio del tramo como cuenca 01, cuenca 02, cuenca 03, cuenca 04, cuenca 05, cuenca 06, cuenca 07, hacia final del tramo en el centro poblado de Huarijuyo. En el área de estudio existen estructuras hidráulicas las cuales han sido construidos por la Municipalidad y otras instituciones el problema para determinar los caudales máximos, es que al igual que en muchas cuencas en Perú no se dispone de información pluviométrica. Para el planteamiento y resolución del problema, es posible desarrollar métodos adecuados para la estimación de caudales máximos, basados en la escasa información pluviométrica existente.

Para evitar pérdidas económicas tenemos en cuenta la Prevención de inundaciones se aplica al efecto del fenómeno en la formación de la correspondiente descarga, conllevando un pronóstico de estado futuro de alturas de precipitación o caudales, asociados al instante de ocurrencia de los mismos, con la finalidad de prevenir los efectos negativos que vengán a acontecer. La terminología “Prevención en tiempo real” es más apropiado, y representa un típico problema de hidrología avanzada, donde técnicas hidrológicas son empleadas para calcular anticipadamente la ocurrencia de un evento, a partir del conocimiento del comportamiento del sistema natural y usando como entradas las lluvias o los niveles de precipitación y caudales en determinados lugares de la cuenca y la red fluvial. Para desarrollar el presente trabajo se ha considerado como base algunos textos y tesis.

2.2. MARCO REFERENCIAL.

2.2.1. Hidrología.

Chow, Maidment, & Mays, (1994), la hidrología que cubre todas las fases del agua en la tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. Aplicaciones prácticas de la hidrología, se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de aguas, tratamiento y

disposición de aguas residuales, irrigación drenaje control de inundaciones, erosión y control de sedimentos, etc. El papel de la hidrología aplicada es ayudar en analizar los problemas relacionados con estas labores y proveer una guía para el planteamiento y el manejo de los recursos hidráulicos.

Linsley, Kohler, & Paulus, (1988), Indica que el ciclo hidrológico se visualiza iniciándose con la evaporación del agua de los océanos, el vapor de agua resultante es transportado por las masas móviles del aire, bajo condiciones adecuadas, el vapor se condensa se condensa a formar las nubes, las cuales, a su vez, pueden transformarse en precipitación.

Chow, Maidment, & Mays,(1994), en la tierra el agua existe en un espacio llamado hidrosfera, que se extiende desde unos quince kilómetros arriba en la atmósfera hasta un kilómetro por debajo de la atmósfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrosfera a través de un laberinto de caminos que constituye al ciclo hidrológico.

Chereque, (1989), se denomina ciclo hidrológico el conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, entre otros.)

2.2.2. Cuenca hidrográfica.

Vasquez, (2000), indica que, la cuenca es el área natural o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (*divortium aquarum*), que capta la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

Aparicio, (1997), dice que, una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Reyes (1992), manifiesta que, la cuenca hidrográfica o de drenaje de un cauce está delimitada por el contorno en cuyo interior el agua es recogida y concentrada en la entrega al dren mayor.

Gomez, (1992), Es al área que es drenada por un río incluyendo los recursos naturales inscritos dentro de ella se caracteriza por:

2.2.3. Área de drenaje con colector común.

Es un sistema que se da en un espacio físico sostenido por un manto geológico y en el que existen riquezas naturales que presenta flujos de intercambio con otros sistemas. La unidad espacial definida por un complejo sistema de interacciones, físicas, socioeconómicas o una interdependencia de los elementos que la constituyen. Es decir, el concepto de la cuenca no es solo una zona de captación de agua, sino que incluye los recursos naturales que la conforman, los hombres que la habitan, el espacio geográfico en donde se desarrollan, los intercambios físicos, biológicos y socioeconómicos (Mejia, 2001)

Aparicio, (1997), La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

2.2.4. Precipitación.

Vasquez, (2000), La precipitación y la evaporación son los procesos meteorológicos más importantes en hidrología, los cuales actúan muy relacionados con el agua superficial. La precipitación es toda forma de agua cuyo origen está en las nubes y cae a la superficie terrestre en forma de lluvia, granizo, garúa o nieve.

Santayana, (1990), La precipitación en lámina de agua, varía de un lugar a otro, para un mismo lugar, también con el tiempo. La medición de la precipitación, genera un conjunto numeroso de datos (series de datos), que es necesario procesar para un análisis y utilización en el planeamiento de los proyectos hidráulicos. El registro histórico, representara condiciones pluviométricas que no ocurrieron y son considerados como inconsistentes o que involucran errores. Para detectar la inconsistencia de un registro de precipitación, o cualquier variable hidrometeorológico, es que se efectúa el análisis de consistencia. El análisis de consistencia se desarrolla en cuatro etapas: análisis gráfico, análisis de doble masa, análisis estadístico y corrección de la información dudosa.

Aparicio, (1997), La precipitación es toda forma de humedad que originándose en las nubes llega hasta la superficie del suelo. De acuerdo a esta definición, la lluvia

las granizadas, las garúas, las nevadas constituyen, variantes de un mismo fenómeno, a saber, la precipitación.

2.3. MARCO CONCEPTUAL.

2.3.1. Cuenca.

La cuenca hidrográfica es un área de captación natural del agua de precipitación de la lluvia que hace converger los escurrimientos hacia un único punto de salida. Este punto de salida es denominado exutorio. Una cuenca hidrográfica está compuesta por un conjunto de superficies vertientes constituidas por la superficie del suelo y de una red de drenaje formada por los cursos de agua que confluyen hasta llegar a un lecho único en el punto de salida. En la figura podemos visualizar una delimitación de cuenca hidrográfica a partir de carta del ejército y de modelo digital de elevación. Indica también que las cuencas alto andinas normalmente constan de tres partes:

2.3.1.1. Parte alta.

Estas comprenden altitudes superiores a los 3000 msnm. Llegando en algunos casos hasta los 6000 msnm. En tales áreas se concentra el mayor volumen de agua, dado que allí la precipitación pluvial es intensa y abundante. La precipitación total anual promedio alcanza los 1000 – 2000 mm/año.

2.3.1.2. Parte media.

Es la comprendida entre los 800 y 3000 msnm. Las precipitaciones promedio que caen en estas zonas varían entre los 100 – 1000 mm/año.

2.3.1.3. Parte baja.

Abarcan desde el nivel del mar hasta los 800 msnm. La precipitación promedio que cae en la zona es muy escasa siendo menor a 100 mm/año.

2.3.2. Caracterización geomorfológica de la cuenca hidrográfica.

Mejia, (2001), menciona que las características fisiográficas de la cuenca pueden ser explicadas a partir de ciertos parámetros o constantes que se obtienen del

procesamiento de la información cartográfica y conocimiento de la topografía de la zona de estudio. La cuenca como unidad dinámica natural es un sistema hidrológico en el que se reflejan acciones recíprocas entre parámetros y variables. Las variables pueden clasificarse en variables o acciones externas, conocidas como entradas y salidas al sistema, tales como: precipitación, escorrentía directa, evaporación, infiltración, transpiración; y variables de estado, tales como: contenido de humedad del suelo, salinidad, cobertura vegetal, entre otros.

Los parámetros en cambio permanecen constantes en el tiempo y permiten explicar las características fisiomorfológicas de la cuenca. Para que se pueda caracterizar las pequeñas cuencas por sus parámetros físicos y topográficos es primordial obtener la delimitación de todas las cuencas que se extienden a través de la vía de comunicación.

3.3.2.1. Área de la cuenca (A).

Chavez, (1994), El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño. Está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural. El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divorcio de la hoya es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca. Usualmente este parámetro físico es simbolizado por la mayúscula P. El ancho se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L) y se designa por la letra W. De forma que:

2.3.2.2. Longitud, perímetro y ancho.

La longitud, L, de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal del río principal entre un punto aguas abajo (estación de aforo) y otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

2.3.2.3. Parámetros de forma de la cuenca.

Linsley, Kohler, & Paulus, (1988), Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o

coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento (hidrógrafa). En la figura 4.3 vemos varias hidrógrafas para cuencas con la misma área y diferentes formas ante una lámina precipitada igual. Parece claro que existe una fuerte componente probabilística en la determinación de una cuenca mediante sus parámetros y las características de la red de drenaje. Por esta razón se han buscado relaciones de similitud geométrica entre las características medias de una cuenca y de su red de canales con esas de otras cuencas. Los principales factores de forma son:

2.3.2.4. Factores de forma de Horton.

Mejia, (2001), Las observaciones de un buen número de cuencas reales en todo el mundo permiten establecer la siguiente relación entre el área de la cuenca A y el área de un cuadrado de longitud L, siendo L la longitud del cauce principal:

$$\frac{A}{L^2} = \frac{A^{-0.136}}{2}$$

Despejando el valor de L se tiene:

$$L = 1.41A^{0.568}$$

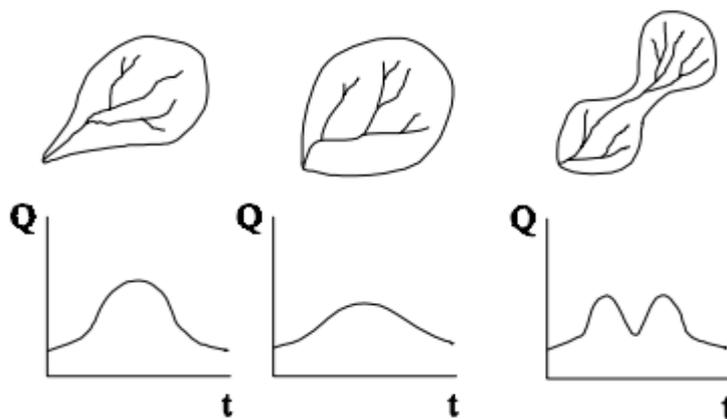


Figura 1 Hidrógrafas según la forma de la cuenca

El área en millas cuadradas. Esta ecuación muestra que las cuencas no son similares en forma. A medida que el área aumenta, su relación A/L² disminuye, lo cual indica una tendencia al alargamiento en cuencas grandes. La forma de la cuenca afecta los hidrogramas de caudales máximos, por lo que se han hecho numerosos esfuerzos para

tratar de cuantificar este efecto por medio de un valor numérico. Horton sugirió un factor adimensional de forma R_f , como índice de la forma de una cuenca así:

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

Donde A es el área de la cuenca y L es la longitud de la misma, medida desde la salida hasta el límite de la hoya, cerca de la cabecera del cauce más largo, a lo largo de una línea recta. Este índice y su recíproco han sido usados como indicadores de la forma del hidrograma unitario.

2.3.2.5. Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius.

INRENA,(2003), Este está definido como la relación entre el perímetro P y el perímetro de un círculo que contenga la misma área A de la cuenca hidrográfica:

$$K = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

donde R es el radio del círculo equivalente en área a la cuenca. Por la forma como fue definido: $K \geq 1$. Obviamente para el caso $K = 1$, obtenemos una cuenca circular. La razón para usar la relación del área equivalente a la ocupada por un círculo es porque una cuenca circular tiene mayores posibilidades de producir avenidas superiores dada su simetría. Sin embargo, este índice de forma ha sido criticado pues las cuencas en general tienden a tener la forma de pera.

2.3.2.6. Parámetros relativos al relieve.

Son muy importantes ya que el relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre la respuesta hidrológica que la forma misma de la cuenca. Los parámetros relativos al relieve son:

2.3.2.7. Pendiente promedia de la cuenca.

Este parámetro es de importancia pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca. Uno de los métodos más representativos para el cálculo es el muestreo aleatorio por medio de una cuadrícula; llevando las intersecciones de la cuadrícula sobre el plano topográfico y calculando la pendiente para todos puntos arbitrariamente

escogidos. Con todos estos valores se puede construir un histograma de pendientes que permite estimar el valor medio y la desviación estándar del muestreo de las pendientes. Las pendientes para los puntos dados por las intersecciones de la cuadrícula se calculan teniendo en cuenta la diferencia de las dos curvas de nivel entre las cuales el punto quedó ubicado y dividiéndola por la distancia horizontal menor entre las dos curvas de nivel, pasando por el punto ya determinado. Otro método bastante utilizado es el siguiente: se monta sobre la cuenca una cuadrícula de tamaño conveniente. Se cuentan los cortes de las curvas de nivel con los ejes horizontal y vertical de la cuadrícula respectivamente y se tiene:

$$S_h = \frac{n_h h}{L_h}$$

$$S_v = \frac{n_v h}{L_v}$$

dónde: h es la diferencia de cotas entre curvas de nivel. n_h es el número de cruces de las curvas de nivel con líneas de igual coordenada este. n_v es el número de cruces de las curvas de nivel con líneas de igual coordenada norte. S_h y S_v son la pendiente horizontal y vertical de la cuenca respectivamente. Se tiene entonces que la pendiente promedio es:

$$S = \frac{S_e + S_n}{2} \times 100\%$$

2.3.2.8. Curva hipsométrica.

Chereque, (1989), Esta curva representa el área drenada variando con la altura de la superficie de la cuenca. También podría verse como la variación media del relieve de la hoya. La curva hipsométrica se construye llevando al eje de las abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en km² o en porcentaje, obtenida hasta un determinado nivel, el cual se lleva al eje de las ordenadas, generalmente en metros. Normalmente se puede decir que los dos extremos de la curva tienen variaciones abruptas. La función hipsométrica es una forma conveniente y objetiva de describir la relación entre la propiedad altimétrica de la cuenca en un plano y su elevación.

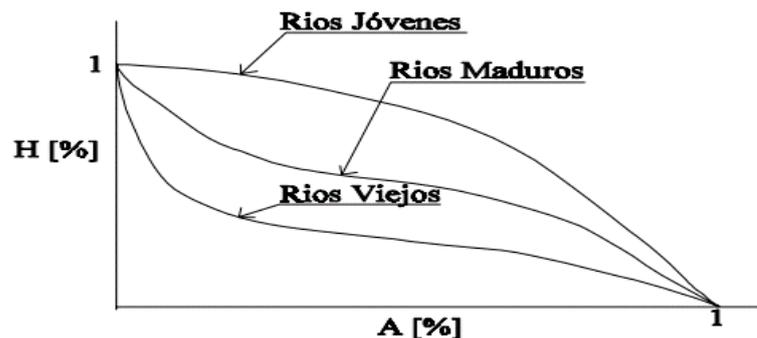


Figura 2 Curvas hipsométricas características

2.3.2.9. Histograma de frecuencias altimétricas.

Es la representación de la superficie, en km² o en porcentaje, comprendida entre dos niveles, siendo la marca de clase el promedio de las alturas. De esta forma, con diferentes niveles se puede formar el histograma. Este diagrama de barras puede ser obtenido de los mismos datos de la curva hipsométrica. Realmente contiene la misma información de ésta pero con una representación diferente, dándonos una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca.

2.3.2.10. Altura y elevación promedia del relieve.

La elevación promedia en una cuenca tiene especial interés en zonas montañosas pues nos puede dar una idea de la climatología de la región, basándonos en un patrón general climático de la zona. La elevación promedia está referida al nivel del mar. Este valor puede ser encontrado usando la curva hipsométrica o el histograma de frecuencias altimétricas. La estimación por una media aritmética ponderada en el caso del histograma, o de la curva hipsométrica calculando el área bajo la curva y dividiéndola por el área total. La altura media, H , es la elevación promedia referida al nivel de la estación de aforo de la boca de la cuenca.

2.3.2.11. Perfil altimétrico del cauce principal y su pendiente promedia.

Santayana, (1990), El perfil altimétrico es simplemente el gráfico de altura en función de la longitud a lo largo del río principal. Con base en la forma del perfil altimétrico del río se puede inferir rasgos generales de la respuesta hidrológica de la cuenca en su expresión de la hidrógrafa, o sea, la variación del caudal con

el tiempo. También los perfiles se usan para estudios de: prefactibilidad de proyectos hidroeléctricos, producción de sedimentos, ubicación de posibles sitios susceptibles de avalanchas, etc. Generalmente cuencas con pendientes altas en el cauce principal tienden a tener hidrógrafas más picudas y más cortas que cuencas con pendientes menores.

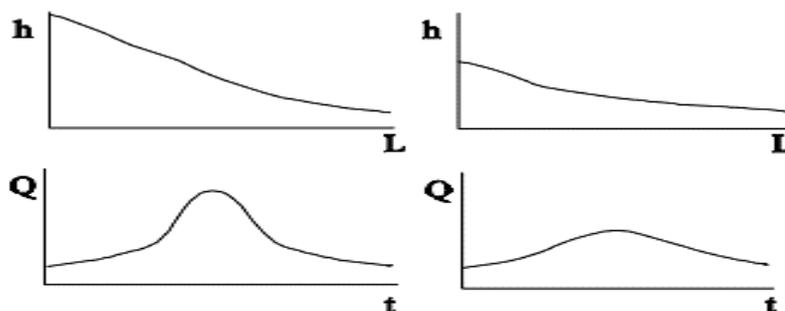


Figura 3 Hidrógrafas según el perfil altimétrico del cauce principal

La pendiente promedio puede ser encontrada de varias formas. Entre ellas se podrían citar:

a) El valor obtenido de dividir la diferencia en elevación entre el punto más alto y el punto más bajo del perfil del río en el cual estamos interesados por la longitud a lo largo del cauce en su proyección horizontal entre los dos puntos antes determinados.

b) Con base en el perfil altimétrico a lo largo del río se puede encontrar la pendiente de la recta ajustada a parejas de valores obtenidos en intervalos iguales a lo largo del cauce. Se aplica la técnica de los mínimos cuadrados.

c) Por medio de una recta ajustada usando el criterio de la denominada curva de masas. Este método se efectúa ajustando la recta tal que las áreas de corte o positivas y de lleno o negativas sean iguales y mínimas.

d) Usando cualquiera de los métodos anteriores, pero sin tener en cuenta toda la trayectoria del cauce principal, ignorando por lo tanto de un 10% a un 15% de los tramos extremos (nacimiento y desembocadura).

2.3.2.12. Caracterización de la red de canales.

Aparicio, (1997), La forma en que estén conectados los canales en una cuenca determinada, influye en la respuesta de ésta a un evento de precipitación. Se han desarrollado una serie de parámetros que tratan de cuantificar la influencia de la

forma del drenaje en la escorrentía superficial directa. El orden de los canales es uno de ellos. Uno de los criterios para determinar el orden de los canales en una hoya es el definido por el modelo de STRAHLER.

Según este modelo se toman como canales de primer orden todos aquellos que no tengan afluentes. Cuando se unen dos canales de primer orden forman un canal de segundo orden y así sucesivamente como lo muestra el diagrama de la figura 4.8. El valor del orden del canal principal, 1 , en la boca de la cuenca da una idea de la magnitud del drenaje de la cuenca. Los controles geológicos y climatológicos (externos) influyen en el valor de, 1 , mientras que los factores “internos” determinan el modelo de corrientes para un número de orden de cauces dado.

2.3.2.13. Índices de Horton.

Linsley, Kohler, & Paulus, (1988), La idea de Horton de cuantificar las propiedades geomorfológicas de una cuenca lo llevó a deducir ciertas relaciones que se conocen como los números o índices de Horton. Los principales son:

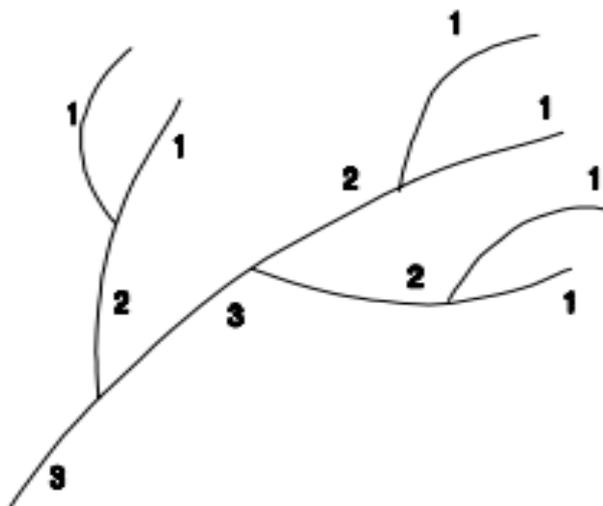


Figura 4 Orden de una cuenca

Relación de bifurcación de los canales de la cuenca. Después de optar por un modelo de ordenación de los canales de una cuenca, es posible definir la relación de bifurcación, R_b , como el resultado de dividir el número de canales de un orden dado entre el número de canales del orden inmediatamente superior:

$$R_b = \frac{N_n}{N_{n+1}}$$

Dónde: N_n es el número de canales de orden n y N_{n+1} es el número de canales de orden $n+1$. El valor “medio” de bifurcación, R_b , de una cuenca se determina mediante la pendiente de la recta que resulta de graficar el logaritmo decimal del número de corrientes de cada orden en el eje de las ordenadas y el orden de las corrientes en el eje de las abscisas por medio de un ajuste de mínimos cuadrados.

El valor “medio” se toma como el antilogaritmo de la pendiente de la recta ajustada a las parejas de valores. Por lo general el rango de variación de R_b está entre 3 y 5 con una moda cercana a 4. Por estudios hechos se ha encontrado que el valor R_b no está correlacionado significativamente con el relieve y las variables hidrológicas de la cuenca. Esta es la razón por la cual los valores de R_b se han tomado como una variable aleatoria. Con base en estudios estadísticos de su estimación se le ajustó la siguiente relación:

$$N_n = R_b^{k-n} - \log N_n = (k - n) \log R_b$$

donde:

K : orden mayor de los canales de la cuenca en estudio n : orden del canal en el cual estamos interesados N_n : número de canales para el orden n Claramente se observa que el valor mínimo de R_b es dos y generalmente nunca se encuentran valores cercanos a éste bajo condiciones naturales. En general se puede decir que los valores de R_b para cuencas de una misma zona son muy similares.

Normalmente valores muy altos de R_b son esperados en regiones muy montañosas y rocosas o en cuencas alargadas en la dirección del río principal o de mayor orden. En cuencas donde se tiendan a producir valores altos de R_b se tiende a encontrar bajos caudales picos, pero conformando una hidrógrafa extensa. Una cuenca redondeada y con R_b bajo tiende a producir hidrógrafas picudas. Relación de longitudes de corriente L . Relaciona la longitud promedia de las corrientes de orden i (L_i) a la relación de la longitud de la corriente (r_l) y la longitud promedio de las corrientes de primer orden es (l_1) así:

$$L_i = L_1 r_l^{i-1}$$

La relación de longitud de la corriente se define como el promedio de la longitud de las corrientes de cualquier orden sobre la longitud promedio de las corrientes de orden inmediatamente inferior. Relación de áreas. Relaciona el área de las cuencas de orden i (A_i), el área de las cuencas de orden 1 (A_1) y la relación de área de corrientes (r_a) así:

$$A_i = A_1 r_1^{i-1}$$

La relación de área de corrientes, es la relación del área promedio de las corrientes de un orden i , sobre el área promedio de las corrientes de orden inmediatamente inferior. 4.1.5.2 Densidad de drenaje. Está definida como la relación, D_d , entre la longitud total a lo largo de todos los canales de agua de la cuenca en proyección horizontal y la superficie total de la hoya:

$$D_d = \frac{\sum l_i}{A}$$

dónde: l_i : longitud total de todos los canales de agua en km A :área en km² l_i :longitud de cada cauce Para las unidades citadas, se han encontrado valores mínimos de D_d del orden de 7, valores promedios en el rango de 20 a 40 y valores máximos del orden de 400. Valores bajos de resistencia a la erosión, muy permeables y de bajo relieve. Valores altos fundamentalmente son encontrados en regiones de suelos impermeables, con poca vegetación y de relieve montañoso. El valor inverso de D_d significa un promedio del número de unidades cuadradas que se necesita para mantener un caudal de una unidad de longitud. Por esta razón: $1/D_d$ suele ser llamada constante de mantenimiento de un canal. La vegetación en las cuencas hidrográficas tiene una fuerte influencia en el régimen hidrológico de la misma, pues está relacionado con la erosión, temperatura y evaporación de la región.

El coeficiente de cubrimiento de bosques se refiere al porcentaje de la superficie de la cuenca ocupada por bosques o por otro tipo de vegetación. Este valor es importante pues en la comparación de cuencas no es lo mismo cuencas urbanas o agrícolas o de bosques naturales densos o claros. Aunque el coeficiente mencionado en último término no se podría denominar como un parámetro geomorfológico, sí es interesante citarlo por la importancia que tiene en el manejo de una cuenca de D_d generalmente están asociados con regiones de alta.

2.3.3. Radiación solar.

La Radiación Solar es la más importante fuente de energía en el planeta y puede cambiar grandes cantidades de agua líquida en vapor de agua. La cantidad potencial de radiación que puede llegar a una superficie evaporante viene determinada por su localización y época del año. Debido a las diferencias en la posición del planeta y a su movimiento alrededor del sol, esta cantidad potencial de radiación es diferente para cada latitud y para las diversas estaciones del año. La radiación solar real que alcanza la superficie evaporante depende de la turbidez de la atmósfera y de la presencia de nubes que reflejan y absorben cantidades importantes de radiación.

Cuando se determina el efecto de la radiación solar en la evapotranspiración, se debe también considerar que no toda la energía disponible se utiliza para evaporar el agua. Parte de la energía solar se utiliza también para calentar la atmósfera y el suelo (Llamas, 1993).

2.3.4. Temperatura del aire.

La radiación solar absorbida por la atmósfera y el calor emitido por la tierra levantan la temperatura del aire. El calor sensible del aire circundante transfiere energía al cultivo y entonces ejerce un cierto control en la tasa de evapotranspiración. En un día soleado y cálido, la pérdida de agua por evapotranspiración será mayor que en un día nublado y fresco (Colotti, Cedeño, & Montañez, 2013).

2.3.5. Humedad del aire.

Mientras que el aporte de energía del sol y del aire circundante es la fuerza impulsora principal para la evaporación del agua, la diferencia entre la presión de vapor de agua en la superficie evapotranspirante y el aire circundante es el factor determinante para la remoción de vapor. Áreas bien regadas en regiones áridas secas y calientes, consumen grandes cantidades de agua debido a la gran disponibilidad de energía y al poder de extracción de vapor de la atmósfera. En cambio, en regiones húmedas tropicales, a pesar de que el ingreso de energía es elevado, la alta humedad del aire reducirá la demanda de evapotranspiración. En este último caso, como el aire está ya cerca de saturación, puede absorber menos

agua adicional y por lo tanto la tasa de evapotranspiración es más baja que en regiones áridas (TDPS, 2011).

2.3.6. Velocidad del viento.

El proceso de remoción de vapor depende en alto grado del viento y de la turbulencia del aire, los cuales transfieren grandes cantidades de aire hacia la superficie evaporante. Con la evaporación del agua, el aire sobre la superficie evaporante se satura gradualmente con vapor. Si este aire no se substituye continuamente por un aire más seco, disminuye la intensidad de remoción de vapor de agua y la tasa de evapotranspiración disminuye (Aparicio, 1997).

2.3.7. Presión atmosférica.

Linsley, Kohler, & Paulus,(1988), La presión atmosférica, P, es la presión ejercida por el peso de la atmósfera terrestre. La evaporación en altitudes elevadas ocurre en parte gracias a la baja presión atmosférica que se expresa con la constante psicrométrica. Este efecto es, sin embargo, pequeño y en los procedimientos del cálculo, el valor medio para una localidad es suficiente (FAO, 2006).

2.3.8. Precipitación.

Guevara, (2004), Menciona que la precipitación es el principal vector de entrada del ciclo hidrológico y se refiere a la cantidad total de agua que cae sobre la superficie terrestre. Se presenta en forma líquida (lluvia, niebla y rocío o escarcha), o sólida (nieve y granizo). Se deriva del vapor de agua atmosférica; sus características están sometidas a la influencia de otros factores climáticos, tales como viento, temperatura y presión atmosférica.

La humedad atmosférica es una condición necesaria pero no suficiente para la formación de la precipitación. Primeramente, se requiere del proceso de la condensación y luego otro proceso que cree las gotas de agua que deben precipitar. La condensación se atribuye a una o más de las siguientes causas: (1) enfriamiento dinámico o adiabático; (2) mezcla de masas de aire de diferentes temperaturas; (3) enfriamiento por contacto; y (4) enfriamiento por radiación. Sin embargo, la causa más importante viene a ser el enfriamiento dinámico, la cual produce prácticamente toda la precipitación (FAO, 2006).

La condensación del vapor de agua en gotitas de nubes ocurre con la presencia de partículas higroscópicas muy pequeñas denominadas núcleos de condensación, constituidas por sal proveniente de los océanos, y productos de combustión que contiene ácido sulfúrico y nítrico. Estas partículas poseen un diámetro menor que un micrón (μ). Ocasionalmente se encuentran núcleos de condensación de hasta 5μ de diámetro.

El número de núcleos de sal existente varía entre 10 y 1000 por cm^3 ; mientras que las partículas de combustión dependen de la naturaleza de la región y de las operaciones industriales existentes. Normalmente se requiere desde unos segundos para producir una partícula de agua de 10μ sobre un núcleo de condensación hasta aproximadamente un día para formar una gota de lluvia de 3 mm de diámetro.

Según Villon, (2002), la altura de precipitación que cae en un sitio dado, difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. Los pluviómetros registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en la que está instalada el aparato. Para muchos problemas hidrológicos, se requiere conocer la altura de precipitación media de una zona, la cual puede estar referida a la altura de precipitación diaria, mensual, anual, media mensual, media anual.

Altura de precipitación diaria, es la suma de las lecturas observadas en un día.

Altura de precipitación media diaria, es el promedio aritmético de las lecturas observadas en un día.

Altura de precipitación mensual, es la suma de las alturas diarias, ocurridas en un mes.

Altura de precipitación media mensual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación mensual, correspondiente a un cierto número de meses.

Altura de precipitación anual, es la suma de las alturas de precipitación mensual, ocurridas en un año.

Altura de precipitación media anual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación anual, correspondiente a un cierto número de años.

2.3.9. Precipitación máxima probable

Chow, Maidment, & Mays, (1994), menciona que, dentro del contexto de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, nace la interrogante de sobre cuál podría ser la magnitud de la creciente máxima probable. El análisis probabilístico sólo indica que a medida que la probabilidad de ocurrencia se acerca a cero, la magnitud de la creciente tiende al infinito. Pero como las crecientes son el resultado directo o indirecto de la precipitación, es lógico pensar que le valor máximo es establecido por limitaciones físicas.

La precipitación máxima probable (PMP) se define como la mayor altura teórica de lluvia para una duración dada físicamente posible, sobre una cuenca en particular y en una cierta época del año. En otros términos, podría definirse a la PMP como aquella lluvia que ocasiona una creciente con una probabilidad de excedencia virtualmente nula (Linsley, Kohler, & Paulus, 1988).

2.3.10. Análisis de consistencia de la información hidrometeorológica.

Aliaga, (1985), menciona que antes de iniciar cualquier análisis o utilizar los datos observados en las estaciones pluviométricas o hidrométricas, hay necesidad de realizar ciertas verificaciones de los valores de precipitación o caudal. Los datos hidrológicos en general, están constituidos por una larga secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico obtenidas para un determinado lugar. No obstante que un registro largo sea lo deseable, se debe reconocer que cuanto más largo es el período de registro, mayor será la posibilidad de error. Una serie generada en esas condiciones, si los errores o cambios fueran apreciables, es inconsistente, o carece de homogeneidad. El análisis de consistencia de la información hidrometeorológica es uno de los aspectos más importantes que se tiene que realizar en los estudios hidrológicos (Yevjevich, 1967).

2.3.10.1. Análisis de histogramas.

Esta fase complementaria consiste en analizar visualmente la distribución temporal de toda la información hidrometeorológica disponible combinando con los criterios obtenidos del campo para detectar la regularidad o irregularidad de los mismos. De la apreciación visual de estos gráficos se deduce si la

información es aceptable o dudosa, considerándose como información dudosa o de poco valor para el estudio, aquella que muestra en forma evidente valores constantes en períodos en los cuales físicamente no es posible debido a la característica aleatoria de los datos (Aparicio, 1997).

Los histogramas son gráficos que representan la información pluviométrica o hidrométrica en el tiempo. Mediante el análisis de los histogramas es posible detectar saltos y/o tendencias en la información histórica. Se debe aclarar que este análisis es únicamente con fines de identificación de las posibles inconsistencias, las mismas que deberán ser evaluadas estadísticamente mediante el test respectivo (Mejia, 2001).

2.3.10.2. Análisis de doble masa.

Es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencias en los datos hidrológicos múltiples cuando se disponen de dos o más series de datos. Un quiebre de la recta de doble masa o un cambio de pendiente, puede o no ser significativo, ya que, si dicho cambio está dentro de los límites de confianza de la variación de la recta para un nivel de probabilidades dado, entonces el salto no es significativo, el mismo que se comprobará mediante un análisis de consistencia (Chereque, 1989).

Mediante este método se determina la consistencia relativa de una estación respecto a otra estación índice o a un promedio de estaciones. El análisis gráfico comparativo se realiza a través de la curva doble masa, que tiene como ordenada los valores de precipitación anual acumulada de la estación analizada y como abscisa los valores de precipitación anual acumulada de la estación índice o estación promedio; en el siguiente Figura se muestra el gráfico de la línea de doble masa (Guevara, 2004).

2.3.10.3. Análisis estadístico.

La no homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología contemporánea, particularmente en lo relacionado a la conservación, desarrollo y control de recursos hídricos. Inconsistencia es sinónimo de error sistemático y se presenta

como saltos y tendencias. Uno de los dos elementos más importantes a tener en cuenta en el análisis de consistencia con relación a los datos existentes en el país es la longitud de registro y el nivel de informalidad que por limitaciones de recursos económicos tiene el proceso de recolección y manipuleo de la información fuente. De allí que es preferible partir de la duda y no de la aceptación directa o fácil (Aliaga, 1985).

El Análisis de la información se realiza en las componentes determinísticas transitorias de la serie que son: Análisis de Salto y Análisis de Tendencia. Los saltos, son formas determinísticas transitorias que permiten a una serie estadística periódica pasar desde un estado a otro, como respuesta a cambios hechos por el hombre, debido al continuo desarrollo y explotación de recursos hidráulicos en la cuenca o cambios violentos que en la naturaleza puedan ocurrir. Los saltos se presentan en la media, desviación estándar y otros parámetros. Pero generalmente el análisis más importante es en los dos primeros (Aparicio, 1997).

En los casos en que los parámetros media y desviación estándar resultasen estadísticamente iguales, la información original no se corrige por ser consistente con 95 % de probabilidades, aun cuando en el análisis de doble masa se observe pequeños quiebres. Si resulta la media y desviación estándar estadísticamente diferentes, entonces se corrige mediante una ecuación que permite mantener los parámetros del período más confiable (Mejia, 2001).

2.3.11. Extensión de datos hidrológicos.

Villon, (2002), menciona que el producto final de una estación de medición de lluvias o descargas debe ser una serie de valores diarios (o con intervalos diferentes) a lo largo de los años. Esto posibilitará la aplicación a esos datos de análisis estadísticos, a fin de extraer lo máximo de información de ellas y extender geográficamente o extrapolar temporalmente la información. Muchas estaciones de precipitación o descargas tienen períodos faltantes en sus registros, debido a la ausencia del observador o a fallas instrumentales. A menudo es necesario estimar algunos de estos valores faltantes para lo cual existen muchas formas de suplir estas deficiencias y el grado de aceptación de uno de estos métodos va a depender de la

cantidad de observaciones faltantes en el registro de datos. Entre estos métodos podemos mencionar los siguientes:

2.3.12. Definición de máxima avenida.

Chavez, (1994), La importancia del análisis de las crecidas obedece a la necesidad de definir las magnitudes de éstas para determinar finalmente el caudal de diseño necesario para que el ingeniero plantee las soluciones adecuadas a problemas como los sistemas de protección contra crecientes, se trata de proyectos de obras que protejan contra los daños que puedan ocasionar las inundaciones, la erosión por las fuertes correntadas, etc., en las poblaciones, en las áreas cultivadas, centros de trabajo, vías de comunicación, etc., es decir, de sistemas importantes para la vida y bienestar humanos. Su máxima importancia tiene tugar cuando hay amenaza directa para la vida de las personas.

2.3.13. Origen y formación de una avenida.

Chow, Maidment, & Mays, (1994), menciona que la formación de una avenida tiene como fuentes de origen a las precipitaciones y fusión de nieves, principalmente. La máxima avenida, generalmente se produce a causa de una precipitación excepcional por su intensidad, duración y extensión.

2.3.14. Componentes del caudal.

Guevara, (2004), menciona que el escurrimiento o caudal se conforma de cuatro procesos o componentes que se diferencian por el tiempo que tardan en llegar a la estación de medición y por la vía de llegada: Escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial, escurrimiento subterráneo y lluvia que cae sobre el cauce. El Escurrimiento superficial viene a ser el agua, proveniente de las precipitaciones, que fluye por gravedad sobre la superficie del terreno, siguiendo la pendiente natural; este componente del caudal es retardado por las irregularidades del suelo y la cobertura vegetal; se hace más rápido a medida que se acerca a los cursos de drenaje, donde adquiere mayor velocidad. Por lo tanto, una cuenca con una red hidrográfica densa descarga el escurrimiento superficial con una mayor prontitud que otras con redes menos densas.

El caudal máximo ocurre cuando llega a la estación de salida el escurrimiento superficial de la parte media de la cuenca, o cuando toda el área de la hoya esté aportando esorrentía. El escurrimiento superficial depende de factores como la naturaleza de la cuenca, topografía, manto vegetal, estado de humedad inicial y característica de la precipitación. Una lluvia corta de baja intensidad en terrenos permeables y secos producirá muy poco o ningún escurrimiento superficial; en terreno impermeable o suelos saturados, esa misma precipitación originará un escurrimiento superficial de cierta importancia (Guerrero & Yevjevich, 1975).

El escurrimiento subsuperficial denominado también interflujo o caudal hipodérmico es aquel que proveniente de las precipitaciones que se han infiltrado y que se desplaza lentamente por debajo, pero cerca de la superficie, sin llegar al nivel freático o agua subterránea, de forma tal que tiende a ser casi horizontal para aflorar en algún talud o en algún sitio de la superficie situado más abajo del punto de infiltración.

Es igual a la diferencia entre el agua total infiltrada y la suma de la que repone la humedad del suelo y la que percola a los estratos impermeables (que llega al nivel freático). Varía con la con la naturaleza geológica del suelo y la topografía. Un estrato relativamente impermeable cercano a la superficie es un factor decisivo en el escurrimiento subsuperficial. Este componente del caudal ocurre con mucha frecuencia en las regiones cársticas, como consecuencia de la presencia de canales de circulación establecidos por la disolución del material calcáreo de ese tipo de suelos.

El escurrimiento subterráneo o flujo base, está formado por el agua infiltrada que percola hacia la zona de saturación del perfil del suelo, incrementando el nivel de las aguas subterráneas y sale a la red hidrográfica debido a la gradiente hidráulica, originando el caudal base de los ríos. Es el caudal de estiaje o de la estación seca del año y desempeña un papel regulador del nivel freático. También depende de la estructura y geología del suelo y subsuelo, de la intensidad de la lluvia y de las características físicas del perfil del suelo, entre las cuales, la principal es la permeabilidad.

La precipitación directa sobre el cauce es la porción de la lluvia, generalmente de pequeña magnitud, que desde el primer momento cae directamente sobre el curso de agua, cabalga sobre el flujo del cauce sin haber discurrido previamente por alguna de las vías que hemos indicado más arriba. Al extenderse la superficie de las corrientes captará ligeramente más precipitación en beneficio del caudal del cauce, el cual aumenta mientras continúa la lluvia. Este componente del escurrimiento puede ser importante si la cuenca contiene cuerpos de agua de grandes dimensiones, como lagos naturales o artificiales (embalses).

2.3.15. Métodos de estimación de avenidas.

Heras (1972), menciona los siguientes métodos para estimar las máximas avenidas:

Método directo. - Este método no tiene una aplicación estadística-matemática, pero da una información útil. Consiste en elegir un tramo característico de un río, y en ella se fijan las cotas máximas alcanzadas por el agua; a partir de éstas cotas se estiman los caudales máximos. Los errores que se cometen en el cálculo de los caudales se deben a los cambios bruscos de las secciones del cauce y a la variación de la relación nivel-caudal.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.

El área de la presente investigación se ubica en el Distrito de Pichacani, su capital Laraqueri, a una distancia de la ciudad de Puno a 38 Km. El área de estudio es parte integrante de la Cuenca del Río Grande Ilave, cuya problemática principal en la época de Avenidas es la Inundación en la capital del distrito y comunidades adyacentes a las cuencas en estudio afectando a grandes extensiones de pastizales, áreas agrícolas e inclusive zonas urbanas (viviendas) que afectan directamente al poblador del medio rural y al poblador de la localidad de Laraqueri. (TDPS, 2011).

La vía de acceso al área de Investigación se da a través de la carretera Puno Moquegua, carretera asfaltado en pésimo estado de conservación, posteriormente el tramo de estudio en una carretera afirmada en pésimo estado de conservación con destino al centro poblado de Huarijuyo.

Una de las razones por las que se eligió la zona como área de proyecto es porque en la zona no se tiene un estudio a este nivel para planificar las actividades concernientes en el manejo y prevención de los recursos hídricos, proyectos de vías de comunicación accesos y componentes de drenaje, también se tomó en cuenta la delimitación por elevadas formaciones de cerros una por el sur y la otra por el norte; dándole una característica de la microcuencas, además de contar con una Estación Meteorológica – Laraqueri. La actividad principal en la zona es la ganadería, agricultura y artesanía en menor escala. (MINAGRI, 2018).

3.2. UBICACIÓN POLÍTICA .

Distrito	:	Pichacani
Provincia	:	Puno
Departamento	:	Puno
Región	:	Puno

3.3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

La cuenca del tramo en estudio se encuentra ubicada aproximadamente en la parte sur oeste del departamento de Puno, situado dentro de las coordenadas 16° 08' 46'' de

latitud sur, 70°03'42'' de longitud este del meridiano de Greenwich y, a una altura de 3880-4440 m.s.n.m. (TDPS, 2011).

3.4. UBICACIÓN HIDROGRÁFICA.

La cuenca del tramo en estudio hidrográficamente es considerada como uno de los integrantes del sistema hidrográfico del lago Titicaca; que en época de avenida desemboca considerables volúmenes de agua al río Ilave, a través de un colector natural. Extensión de las Cuencas abarca un espacio de 35.388 km². Las cuencas abarcan a comunidades, parcialidades y un número no determinado de fincas, el pueblo de Laraqueri, es la capital del distrito de Pichacani. (Ticona, 2017).

3.5. CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Se estimó los valores promedios de los elementos climáticos (basándose en datos registrados y/o proyectados): precipitación, temperatura, humedad relativa, evaporación, viento, nubosidad y horas del sol. Para analizar las principales informaciones climáticas de la microcuenca en donde está localizada la zona de estudio, se consideraron los datos de temperatura (°C), humedad relativa (%), evaporación (mm), número de días de helada y número de días de granizo, que fueron registrados en la estación meteorológica de Laraqueri. El clima del altiplano es frío y semiseco, es frío por las temperaturas promedios bajas por su considerable altitud sobre los 3800 metros sobre el nivel del mar y es semiseco por que se pueden identificar unos periodos con precipitaciones y otro seco. (MINAGRI, 2018).

3.5.1. Temperatura.

La temperatura media de la Estación Laraqueri, presenta un valor medio anual de 8.4°C, los meses más calurosos Noviembre a Diciembre con 9.8°C los meses con temperaturas bajas son Junio, Julio y Agosto siendo el mes de julio el más bajo de temperatura con 4.8°C. Las amplitudes de rango de esta temperatura con los de más temperaturas extremas (máximos y mínimas), se presenta más o menos uniforme durante todos los meses del año, siendo ligeramente más variable durante la época de estiaje (junio, Julio y Agosto) (MINAGRI, 2018).

Los datos de temperatura media de las máximas diarias, presentan valores más o menos uniformes entre los meses de Enero (14.5°C) y mayo (14.4°C). Siendo el

mes de noviembre registra mayor temperatura (15.9°C) y el mes de Julio es que registra menor temperatura (12.9°C). Los valores promedios, presentan datos de temperaturas mínimas que oscila entre 3.8°C (meses de enero y febrero) y -3.2°C (mes de Julio). Los meses con valores temperatura negativa es mayo, junio, Julio y agosto (UNEP, 1996).

3.5.2. Precipitación.

La magnitud de la precipitación pluvial alcanza a 620 mm anuales siendo su distribución mensual muy variada; de mayor concentración en los meses de enero a marzo, con promedios de 182.5 mm a 88.8 mm respectivamente. La máxima en 24 horas es de 53.5 mm y mínima 21.6 mm y un promedio de 33.87 mm. En cuanto al tipo de precipitaciones, se presenta lluvias, nieve y granizadas: siendo la lluvia la más representativa (TDPS, 2011).

3.5.3. Humedad relativa.

Referente a la humedad relativa, está condicionada por la temperatura y vapor de agua existente en el aire, por lo que los registros alcanzados en la zona, determinan un promedio anual de 44.9%; con fluctuaciones durante el año de 36.6% a 57.3%, constituye, las más representativa.

3.5.4. Nubosidad.

La presencia de nubes, está en relación directa a las precipitaciones, de tal manera, los meses más lluviosos; registran la mayor frecuencia de nubes. En las estaciones climatológicas ordinarias de la zona, se nota la presencia de nubes en unidades de octavos, que varían de 1.1 octavos; en los meses de junio y julio, llegándose a 6.2 octavos en los meses de enero y febrero; con relación al promedio anual de 3.2 octavos (UNEP, 1996).

3.5.5. Viento..

La velocidad media de los vientos en la zona es de 4.3 m/seg., con fluctuaciones en el transcurso del año de 3.4 m/seg. a 5.3 m/seg. En los meses de agosto y setiembre; la velocidad de los vientos es mucho más centrada. La dirección dominante de los vientos, por lo general, presenta un rubro de Nor-Este a Sur-Este durante el día, que

en Aymara lo llaman “Ccota Thaya”; esta se acentúa más, en las tardes: durante la noche, se presenta la otra clase de vientos que se dirigen de Sur-Este a Nor-Este, que en Aymara se le denomina “Suní Thaya” (Santayana, 1990).

3.6. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA.

Se ha utilizado la carta nacional a escala 1/100000, elaborado por el IGM (Instituto Geofísico Militar), Hojas 32v (Puno), 33v (Pichacani), para delimitar el Mapa de serie J632, la Edición 1-DMA.

3.7. EQUIPO DE INGENIERÍA PARA EL ESTUDIO.

Los equipos de ingeniería utilizados para la ejecución del proyecto de investigación son:

Computadora; Software de hidrología; Programa Autocad; y GPS

3.8. METODOLOGÍA.

3.8.1. Características geomorfológicas de las microcuencas.

a) Superficie de la cuenca (A).

Aparicio, (1997), Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divisorium acuarium, para la cuenca (C1) el

$$A = 2.128789 \text{ Km}^2.$$

b) Perímetro de la cuenca (P).

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium Acuarium, para la cuenca C1 es igual a:

$$P = 8.459181 \text{ Km}.$$

c) Longitud de la cuenca (Lb).

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida, para C1 es igual:

$$Lb = 3.22 \text{ Km.}$$

d) Índice de compacidad de Gravelius.

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo está formada la cuenca, si la cuenca $I_c=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general I_c es mayor que 1,

$$I_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Dónde: P = perímetro de la cuenca en Km.; y S = superficie de la cuenca en Km^2

$$I_c = 1.636$$

e) Forma de cuenca.

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Cota Media Intervalo}_i * \text{Area})}{\sum_{i=1}^n (\text{Area})}$$

$$R_f = \frac{A}{Lb^2}$$

Dónde: R_f = Factor de forma; A = área de la cuenca; y Lb = longitud de la cuenca

$$R_f = 0.205 \text{ (forma elíptica)}$$

f) Pendiente media de la cuenca.

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce, el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados: Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

g) Criterio de Justin.

$$S_c = \frac{(C \text{ max} - C \text{ min})}{A^{0.5}}$$

$$Sc = 0.274153$$

Donde:

$$C_{max} = \text{cota del punto más alto} \quad 4350 \text{ m.s.n.m.}$$

$$C_{min} = \text{cota del punto más bajo} \quad 3950 \text{ m.s.n.m.}$$

h) Criterio de rectángulo equivalente

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica, Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{Ic * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}}\right)$$

$$L = \frac{Ic * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}}\right)$$

Dónde: $L =$ lado mayor del rectángulo 3.647 Km

$L =$ Lado menor del rectángulo 0.584 Km

$A =$ Área del rectángulo equivalente 2.130 Km^2

$P =$ Perímetro del rectángulo equivalente 8.462 Km

$$Sc = \frac{H}{L}$$

Dónde: $H =$ desnivel entre punto de interés y el más alto en m.

$H = 400 \text{ m.}$

$Sc = 0.11\%$

Sc Asumido es el promedio de ambos criterios: $Sc = 0.1920765 \%$

g) Cálculo de la curva hipsométrica.

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación gráfica de la hoya, elaborando la curva hipsométrica de la cuenca que representa el estudio de la variación de las áreas entre curvas de nivel.

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (Cota\ Media\ Intervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

3.8.2 Análisis de precipitación.

La precipitación varía en el espacio y en el tiempo de acuerdo con el patrón general de circulación atmosférica y con factores locales. El conocimiento de la distribución y variabilidad espacio-temporal de la precipitación es importante para el planeamiento de los recursos hídricos y para diversos estudios hidrológicos (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

a) Análisis de doble masa.

El análisis de la serie hidrometeorológica, se realizó el análisis de consistencia respectivo a fin de obtener una serie consistente, homogénea y confiable; porque la inconsistencia puede ser error significativo puede introducirse en todo el análisis futuro que se realicen. El análisis de consistencia es una técnica que permite detectar, identificar, cuantificar, corregir y eliminar los errores sistemáticos de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie hidrometeorológica.

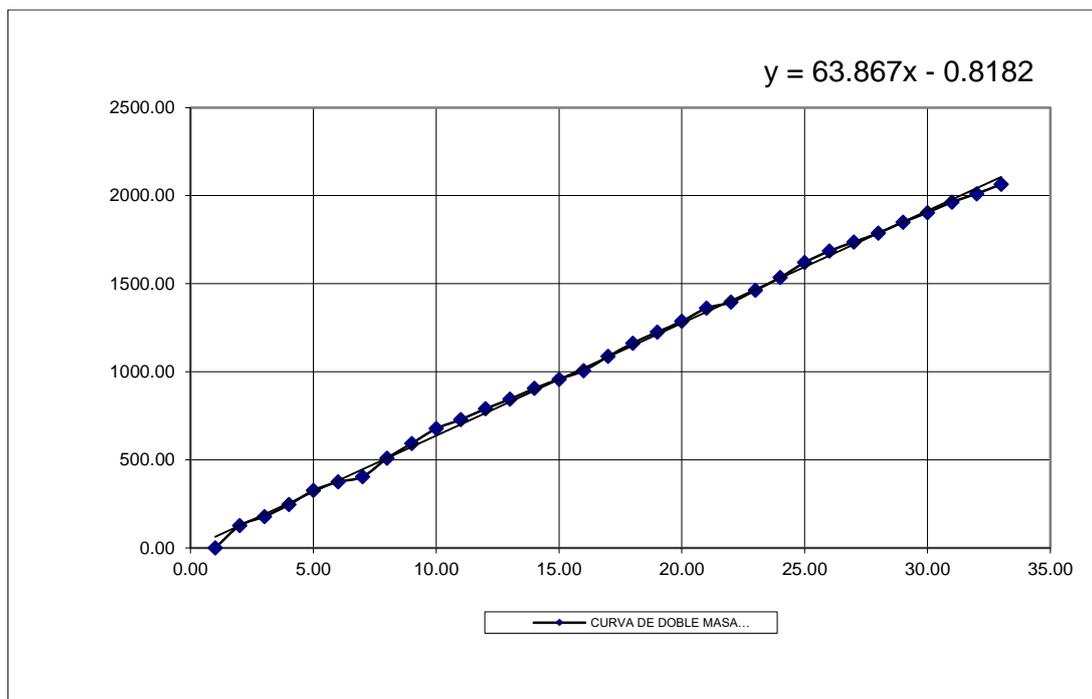


Figura 5 Diagrama de doble masa de la precipitación anual de Laraqueri

b) Regionalización de datos

Para la Regionalización de datos Pluviograficos se utilizó el método de los mínimos cuadrados, teniendo como parte del mismo la determinación de la ecuación de Regresión Simple Lineal.

$$Y = a + \beta X$$

$$\alpha = \frac{\sum y * \sum x^2 - \sum x * \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$\beta = r \frac{Sx}{Sy} = \frac{n \sum xy - \sum x * \sum y}{n \sum x^2 - \sum(x)^2}$$

$$r = \frac{Sxy}{\sqrt{Sxx * Syy}}$$

$$S = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - x)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Se determinó la ecuación de regresión sobre la base de los registros de las estaciones situadas próximas al area en estudio, se considera el termino independiente la altitud y como termino dependiente la precipitación media anual.

Para la zona de estudio, considerando que la estación de Maraquero se encuentra próxima a la zona de estudio se considera la precipitación media anual de esta para los cálculos.

Tabla 1 Procedimiento de regresión lineal simple para la regionalización

Estacion	Altitud	Precipitacion	Datos de Calculo		
	msnm	Media Anual	(XY)	X2	Y2
	(X)	(Y)			
Laraqueri	3950	744.95	2942552.5	15602500	554950.503
Suma	3950	744.95	2942552.5	15602500	554950.503

Constante de la regresión lineal : $\alpha = 0.0001$

Pendiente : $\beta = 0.189$

Altitud media de la cuenca (A_m) = 4133.89 m.s.n.m.

Tabla 2 Resultados de regresión lineal simple para la regionalización Cuenca 01

Estacion meteorologica	Altitud	Precipitacion	Precipitacion
	msnm	Media Anual	Corregida
	(X)	(Y)	$Y=\alpha+\beta X$
Laraqueri	3950	744.95	744.95
Suma	3950	744.95	744.95

Precipitación media 744.95 mm.

3.9. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que el agua llegue al punto de interés desde el punto hidráulicamente más distante. Para la obtención de estos parámetros se utilizaron diversas formulas y criterios, siendo el valor tomado el correspondiente al promedio de los valores más próximos entre si como se detallan en los cálculos.

3.9.1. Soil conservation service California .

$$T_c = 0.0195 * K^{0.77}$$

Done: L = Longitud del recorrido en m.; K = Factor dependiente entre L y H; L = 6.4393316 m.; y H = 400 m.

$T_c = 0.02$ min

3.9.2.EE.UU. para el diseño de alcantarillas.

$$T_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385} \text{Horas}$$

Dónde: L = Longitud del recorrido en Km.

H = Diferencia de cotas entre el punto más alejado y el desagüe en m.

Tc = 0.02 minutos

3.9.3. Método de Giordioty

$$T_c = \frac{4 * S^{0.5} + 1.5 * L}{0.8 * H^{0.5}} \text{ Horas}$$

Donde: L = Longitud de corriente principal en Km.; H = Diferencia de cotas en m.; S = Área de cuenca en Km².

El tiempo de concentración promedio: Tc = 21.92 min

3.10. PERIODO DE RETORNO.

Existen muchas situaciones para las cuales se requiere conocer la probabilidad de ocurrencia de una creciente durante un intervalo de tiempo específico.

Para lo cual recurrimos a la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{1 - P}$$

$$P = (1 - j)^{\frac{1}{n}}$$

Dónde: T = Periodo de retorno.

P = Probabilidad de que el suceso no ocurra en cualquier año de la vida útil del proyecto;

J = Probabilidad de que el suceso ocurra en cualquier periodo de n años durante el periodo de retorno.

N = Vida útil de la estructura. Asumiendo:

$$J = 20.00\%$$

$$N = 20 \text{ años.}$$

Tabla 3 Tiempo de retorno respecto a la vida útil y la probabilidad de ocurrencia

Vida Util	Probabilidad	Riesgo de falla	Tiempo de Retorno
n (años)	P	j	T (años)
5	0.9563525	0.0436475	22.91081952
10	0.97793277	0.022067231	45.31606069
15	0.98523387	0.014766132	67.72254145
20	0.98890483	0.011095167	90.12933212
30	0.99258948	0.007410524	134.9432234
37	0.99398724	0.006012757	166.3130469
50	0.99554707	0.004452927	224.5713778
100	0.99777105	0.002228948	448.6421977

Probabilidad de no ocurrencia: 98.89%

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo más bien que 25 años es la vida media de la estructura, el RNE indica que se tomara un periodo de retorno en función de la clasificación del sistema, para el presente se considera Sistema Mayor de evacuación, con periodo de retorno de 25 años

3.11. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.

La escorrentía superficial es la que resulta de una lluvia que ha de generar un flujo de agua en la cuenca en estudio.

3.11.1. Formula de Justin

$$Ce = \frac{E}{R} * 100$$

$$E = \frac{0.185 * S^{0.155} * R^2}{160 + 9 * T}$$

Donde: E = Escorrentía determinada en la cuenca en mm.; T = Temperatura media de la cuenca; R = Promedio anual de precipitaciones; S = Pendiente de la cuenca; y Ce = Coeficiente de escorrentía. De los cálculos, se tiene: T = 13.04°C; R = 744.95 mm.; S = 19.21%; y Ce = 0.38.

3.11.2. Según el tipo de cobertura

En general la cuenca analizada posee una superficie y pendientes similares en toda su extensión por lo tanto la adopción de un coeficiente a través de la caracterización de su cobertura es una opción que se consideró en el proceso, los cuadros y cálculos se muestran en los cálculos siguientes:

3.11.3. Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo

Sabemos que en hidrología la escorrentía es cuando la lámina de agua que circula sobre la superficie en una cuenca de drenaje, es decir, la altura en milímetros del agua de lluvia escurrida y extendida. Normalmente se considera como la precipitación menos la evapotranspiración real y la infiltración del sistema suelo. Según la teoría de Horton, se forma cuando las precipitaciones superan la capacidad de infiltración del suelo. Esto sólo es aplicable en suelos de zonas áridas y de precipitaciones torrenciales. Esta deficiencia se corrige con la teoría de la saturación, aplicable a suelos de zonas de pluviosidad elevada y constante (Aparicio, 1997).

Tabla 4 Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo

Características de la Superficie	Periodo de Retorno en Años					
	2	5	10	25	50	100
Áreas desarrolladas :						
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95
Concreto / Techo	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
Zonas Verdes (jardines parques etc.)						
Condición pobre (cubierta pasto < al 50% del Area)						
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47
Promedio, 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53
Superior al 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55
Condición promedio (cubierta de pasto 50-75% del Area)						
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Superior al 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53
Condición buena (cubierta de pasto 75-100% del Area)						
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46
Superior al 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51

Coeficiente de escorrentía “Tipo de suelo = 0.35

Coeficiente de escorrentía promedio “tipo de suelo 0.3290128

3.12. INTENSIDADES DE LLUVIA

La intensidad de precipitación pluvial es la razón de incremento de la altura que alcanza la lluvia respecto al tiempo. Se clasifica en ligera, moderada y fuerte según se observa en la tabla. Criterios para determinar la intensidad de la lluvia.

Las intensidades disponibles en la zona no cuentan con información referida a las intensidades registradas en la cuenca en estudio. Para su determinación se ha de utilizar la propuesta generada para la sierra sur del país y expresado por:

$$I = 0.4602 * P^{0.875}max$$

Dónde: I = Intensidad en mm/h, y P = Precipitación máxima en 24 horas

Tabla 5 Intensidad máxima para frecuencias de ocurrencia y duración de la tormenta

Numero m	Año	Precipitacion max. en 24h	Intensidad mm/h	Ocurrencia m/(n+1)
1	1976	14.58	4.80	0.029
2	1977	12.40	4.17	0.057
3	1978	12.58	4.22	0.086
4	1979	12.72	4.26	0.114
5	1980	10.97	3.74	0.143
6	1981	14.20	4.69	0.171
7	1982	12.11	4.08	0.200
8	1983	11.23	3.82	0.229
9	1984	18.44	5.90	0.257
10	1985	19.50	6.19	0.286
11	1986	14.91	4.89	0.314
12	1987	12.11	4.08	0.343
13	1988	11.54	3.91	0.371
14	1989	12.38	4.16	0.400
15	1990	13.83	4.58	0.429
16	1991	11.85	4.00	0.457
17	1992	12.68	4.25	0.486
18	1993	17.76	5.70	0.514
19	1994	17.84	5.73	0.543
20	1995	15.22	4.98	0.571
21	1996	13.55	4.50	0.600
22	1997	16.40	5.32	0.629
23	1998	11.23	3.82	0.657
24	1999	13.48	4.48	0.686
25	2000	13.48	4.48	0.714
26	2001	16.86	5.45	0.743
27	2002	13.57	4.51	0.771
28	2003	11.50	3.90	0.800
29	2004	11.68	3.95	0.829
30	2005	16.00	5.21	0.857
31	2006	13.67	4.54	0.886
32	2007	14.03	4.64	0.914
33	2008	9.20	3.21	0.943
34	2009	11.28	3.83	0.971
Promedio			4.53	
Desv. Estand.			0.70	

3.13. LEY DE GUMBEL

Considerando que los valores extremos son cantidades máximas y mínimas seleccionadas de una base de datos, que conforman un conjunto de valores extremos los que pueden analizarse estadísticamente, en el caso de los fenómenos hidrológicos, la distribución que más se ajusta al fenómeno es la del Tipo I (ley de Gumbel) el cual está expresado por las siguientes ecuaciones.

$$X_T = X_1 + K_T S$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.5772 + \ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Dónde: K_T = Factor de frecuencia

X_1 = media de las intensidades

S = Desviación estándar de las intensidades

T = periodo de retorno

Cuyos parámetros se definen con las relaciones siguientes:

Tabla 6 Precipitación para el periodo de retorno (PTR) Ley de Gumbel

Periodo Retorno	Promedio Int. X	Factor Frecuencia Kt	Desv. Estandar S	PTR Xt
5	4.53	0.72	0.70	5.03
10	4.53	1.30	0.70	5.44
15	4.53	1.63	0.70	5.67
20	4.53	1.87	0.70	5.83
30	4.53	2.19	0.70	6.05
37	4.53	2.35	0.70	6.17
50	4.53	2.59	0.70	6.33
100	4.53	3.14	0.70	6.71

3.14. CALCULO DE INTENSIDADES SOBRE INTERVALOS DE RETORNO

$$B_t = -0.150485 + 0.542754 \ln T - 0.15447 (\ln T)^2 + 0.029766 (\ln T)^3 - 0.00298499 (\ln T)^4 + 0.000109165 (\ln T)^5$$

Donde: I_t = intensidad sobre intervalos de retorno de T años (mm/min); T = duración de lluvias (min); y B_t = Factor constante en función al intervalo tiempo de retorno.

Tabla 7 Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno

Tiempo de Retorno	BT	Intensidad de Precipitaciones (mm/hora)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Tc
5	0.428	20.502	13.958	9.503	30.526
10	0.567	23.551	16.034	10.917	35.065
15	0.633	25.163	17.132	11.664	37.465
20	0.675	26.251	17.873	12.168	39.086
25	0.706	27.071	18.430	12.548	40.305
30	0.730	27.725	18.876	12.851	41.280
37	0.756	28.463	19.378	13.193	42.378
50	0.792	29.492	20.079	13.670	43.910
100	0.864	31.692	21.577	14.690	47.186

3.15. ESTIMACION DE CAUDALES.

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio. Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes:

3.15.1. Método Mc Math.

Es un método usual, práctico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Dónde: A = Area en Has.

S = Pendiente de la cuenca en m/Km.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad en mm/hora.

X_t = Precipitación para el periodo de retorno.

Q = caudal en Lt/seg.

Tabla 8 Calculo de caudales máximos método de Mac-Math

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (Max.) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	212.88	0.329	192.08	5.03	337.41	0.337
10	212.88	0.329	192.08	5.44	364.74	0.365
15	212.88	0.329	192.08	5.67	380.15	0.380
20	212.88	0.329	192.08	5.83	390.95	0.391
25	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
30	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
37	212.88	0.329	192.08	6.17	413.78	0.414
50	212.88	0.329	192.08	6.33	424.87	0.425
100	212.88	0.329	192.08	6.71	450.29	0.450

3.15.2. Método de Harksley

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A}\right)^{0.25}$$

Dónde: A = área en Km²; S= pendiente de la cuenca; C = Coeficiente de escorrentía; I = Intensidad en mm/hora; y Q = Caudal en m3/seg

Ce = 0.329013; A = 2.128789; y S = 0.192077

Tabla 9 Método de Harksley para coeficientes de escorrentía y la intensidad

Tiempo de Retorno	BT	Caudales : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q. p
5	0.4282	4.6519	2.8769	1.7792	7.6508
10	0.5668	5.5321	3.4213	2.1159	9.0985
15	0.6330	6.0094	3.7165	2.2984	9.8835
20	0.6754	6.3361	3.9185	2.4234	10.4208
25	0.7061	6.5841	4.0719	2.5182	10.8288
30	0.7300	6.7838	4.1954	2.5946	11.1571
37	0.7562	7.0101	4.3353	2.6812	11.5293
50	0.7918	7.3283	4.5321	2.8029	12.0527
100	0.8637	8.0179	4.9586	3.0666	13.1869
150	0.8986	8.3758	5.1800	3.2035	13.7755

3.15.3. Método Racional

Es un método usual, práctico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio. Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura. Para el caso, se utilizó la expresión del método racional:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde: Q = escorrentis en m³/seg.; A = Area de la cuenca en Ha.; C = coeficiente de escorrentía; y I = Intesidad _ duración- frecuencia, para un tiempo A = 2.13 Km²; Ce = 0.329

Tabla 10 Aplicación del método racional para determinar el caudal

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m ³ / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.42816	3.98879	2.71570	1.84893	5.93890
10	0.56681	4.58198	3.11956	2.12389	6.82209
15	0.63301	4.89557	3.33306	2.26925	7.28900
20	0.67537	5.10736	3.47726	2.36743	7.60434
25	0.70609	5.26671	3.58575	2.44129	7.84159
30	0.72999	5.39407	3.67245	2.50032	8.03122
37	0.75624	5.53755	3.77014	2.56683	8.24485
50	0.79176	5.73777	3.90646	2.65964	8.54295
100	0.86371	6.16579	4.19786	2.85804	9.18022

Caudal de diseño promedio es Q = 6.36 m³/seg

IV.RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE EN LOS COMPONENTES DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI HUARIJUYO.

Para un buen diseño de los drenajes en carreteras, es necesario contar con una buena estimación hidrológica de los caudales de escorrentía que circularán por la vía, por los taludes y zonas aledañas a la misma. Según (Kalantari & Otros, 2014), estudios realizados por el Departamento de Tierras y Recursos Hídricos del Instituto Real de Tecnología de Suecia, evidenciaron que las estructuras de drenaje en las vías son a menudo diseñadas utilizando métodos que no consideran las representaciones basadas en procesos de respuesta hidrológica del paisaje característico de la zona, esto puede crear estructuras de tamaño inadecuado. También la imprecisa descripción de la cobertura de la tierra y los cambios climáticos pueden dar lugar a una respuesta hidrológica amplificada (Linsley, Kohler, & Paulus, 1988).

4.1.1. Análisis de la cuenca.

Para el presente trabajo de investigación se han evaluado siete microcuencas a las cuales se denominado C₁ hasta C₇, de las cuales se observan cuyos valores en la tabla.

Tabla 11 Parámetros fisiográficas de las microcuencas de Laraqueri

Parametros	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	Unidades
Area de la Cuenca	2.13	3.66	3.57	8.22	6.2	8.42	3.18	Km ²
Perimetro de la Cuenca	8.46	12.73	11.06	15.31	11.12	12.71	9.32	Km
Longitudes de la Cuenca	3.22	4	3.8	6.28	4.51	5.89	3.4	km
Longitud de recorrido del agua	6.44	7.99	7.6	12.55	9.01	11.79	6.81	Km
Cota maxima Cuenca	4350	4550	4450	4700	4750	4750	4450	nsnm
Cota minima Cuenca	3950	3950	4000	4000	4000	4025	4025	nsnm

El funcionamiento de una microcuenca se asemeja al de un colector que recibe la precipitación y la convierte en escurrimiento superficial o sub superficial; esta transformación depende de las condiciones climáticas y las características físicas de la microcuenca. Dichas características físicas se clasifican en dos tipos según su impacto en el drenaje: las que condicionan el volumen de escurrimiento como el área y el tipo de

suelo de la microcuenca, y las que condicionan la velocidad de respuesta como el orden de corriente, la pendiente, la sección transversal, entre otros (Chereque, 1989).

4.2 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN.

El estudio de las precipitaciones es de vital importancia en la evaluación y predicción de la amenaza natural del área de estudio ya que es uno de los principales factores desencadenantes de los procesos de erosión, desbordamiento e inundaciones que afectan al volcán de Usulután. Para ello, es necesaria información sobre la magnitud de las precipitaciones ocurridas en el pasado y sobre los fenómenos meteorológicos que las producen (Aparicio, 1997).

4.2.1. Precipitación total anual.

En el presente estudio se ha realizado un análisis de las precipitaciones que se producen en la zona de estudio en base a datos históricos de lluvia recogida en 7 microcuencas incluidas en el área. Los datos de precipitaciones de las siete microcuencas no tienen un registro completo y todas se sitúan en el área. Debido a la falta de registro de precipitaciones para cada microcuenca, se ha estimado un estudio en conjunto, aunque se conozcan las variaciones que supone la localización latitudinal, altitudinal y la falta de series completas para cada estación.

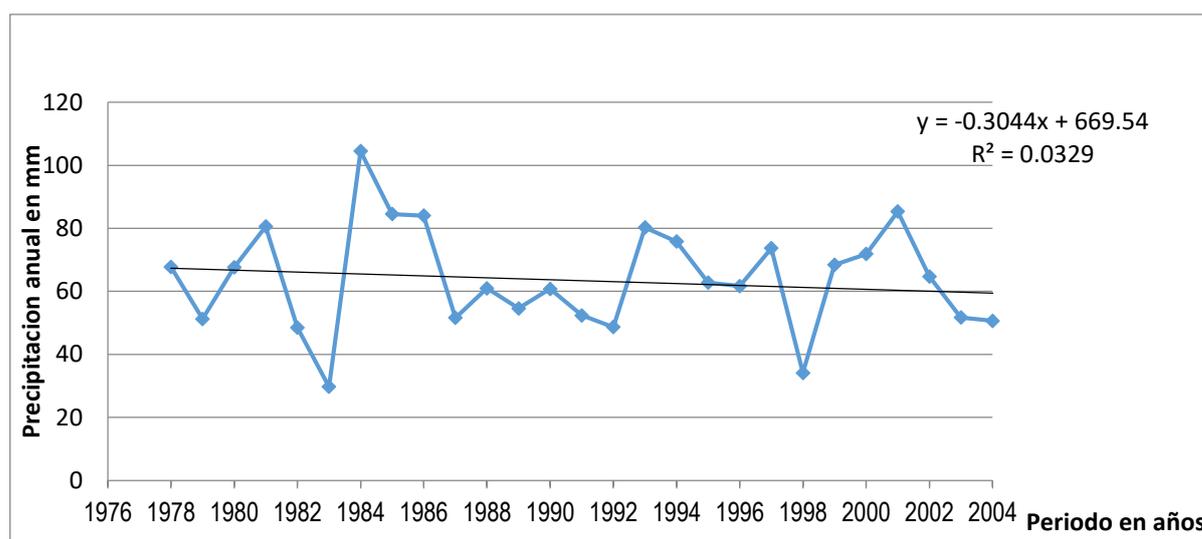


Figura 6 Comportamiento de la precipitación total anual de Laraqueri

4.2.2. Precipitación promedio mensual.

Para fines prácticos, lo que interesa es determinar la cantidad de precipitación que llega a la superficie terrestre, para lo cual se mide con una regla graduada en milímetros, la altura que alcanzaría en el suelo la lámina de agua si no se filtrara o escurriera. En América Latina la precipitación es medida en milímetros y décimas, mientras que en los Estados Unidos la precipitación es medida en pulgadas y centésimas

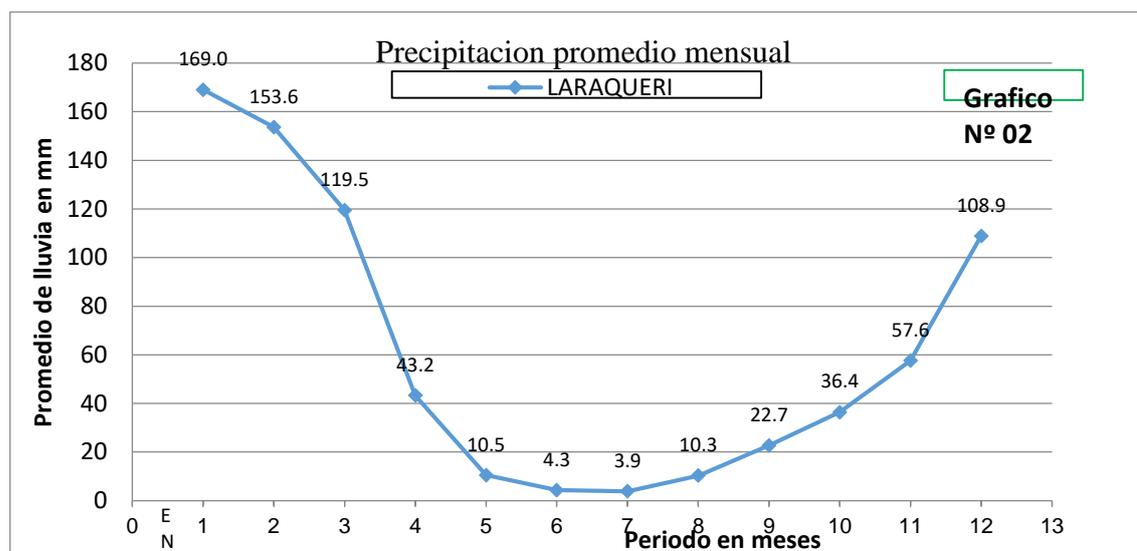


Figura 7 Precipitación promedio mensual de la estación Laraqueri

4.2.3. Precipitación promedio máximo diario.

La información sobre la diferencia entre la precipitación captada y la realmente caída es de interés climatológico, y la exactitud en su medición y evaluación es determinante para el análisis de las tormentas que se presentan en una zona específica.

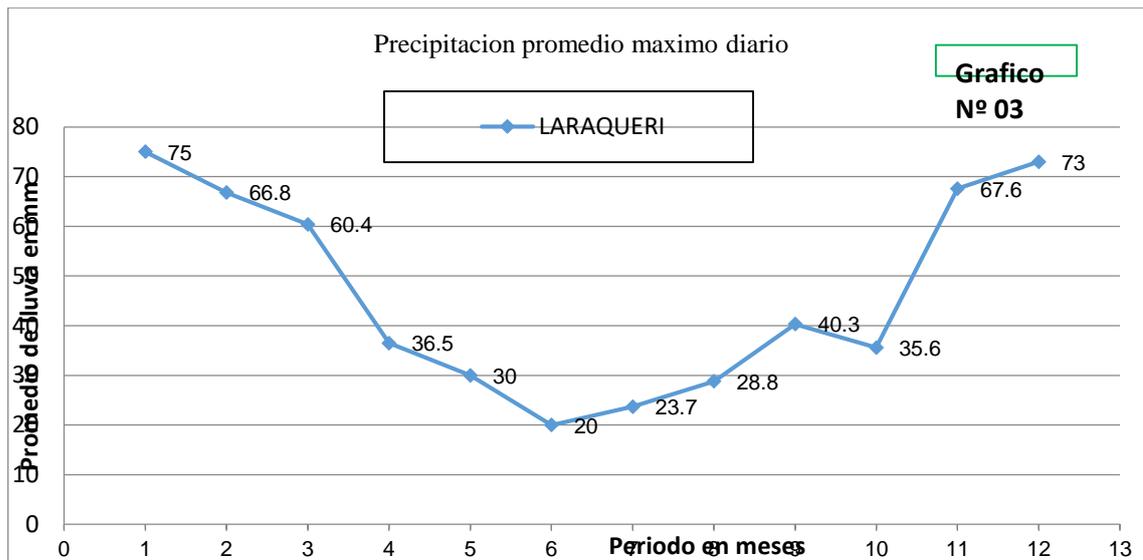


Figura 8 Precipitación máxima mensual de la estación Laraqueri

4.2.4. Análisis de consistencia.

La prueba de consistencia se basa en analizar o verificar la hipótesis nula en función de su probabilidad de ocurrencia, para así poder aceptarla o rechazarla. Se dice que la serie de datos es homogénea si la probabilidad es grande, en caso contrario se dice que la serie es no homogénea. El análisis de consistencia de una muestra se puede realizar mediante pruebas paramétricas o no paramétricas, esta dependerá de cómo ha sido obtenido la muestra.

4.2.5. Análisis de doble masa.

Cuando se quiere comprobar si los registros de una estación pluviométrica, anuales o estacionales, no han sufrido variaciones que conduzcan a valores erróneos, se utiliza la técnica de Doble Masa. Este método considera que en una zona meteorológica homogénea, los valores de precipitación que ocurren en diferentes puntos de esa zona en períodos anuales o estacionales, guardan una relación de proporcionalidad que puede representarse gráficamente. Esa representación consiste en identificar la estación que queremos controlar, tomando los valores anuales de precipitación. Luego deben contarse con por lo menos tres estaciones vecinas cuyos registros anuales sean confiables y que llamaremos estaciones base, cuya serie de datos anuales debe coincidir con el de la estación a controlar. En cada año, a partir del primero con registro, se promedian los valores de las estaciones base y se acumulan por años sucesivos, obteniéndose una precipitación media anual acumulada (Aparicio, 1997).

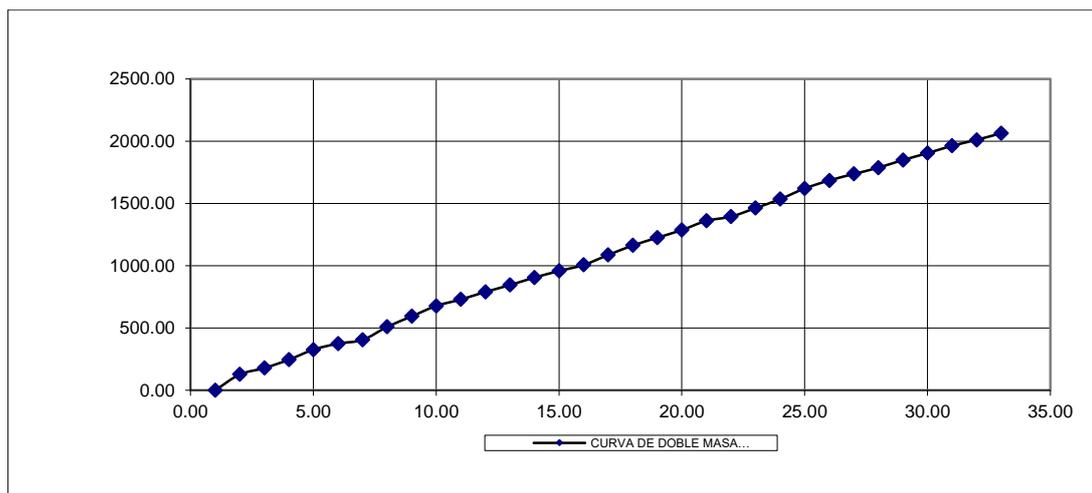


Figura 9 Curva de precipitación anual acumulada estación Laraqueri

Tabla 12 Determinación del grafico de doble masa de precipitación pluvial

Ñños	Laraqueri total	Laraqueri acumulado
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.2333333	178.05
1980	67.6083333	245.66
1981	80.5916667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.7083333	404.41
1984	104.466667	508.88
1985	84.5416667	593.42
1986	84.000000	677.42
1987	51.5916667	729.01
1988	60.9666667	789.98
1989	54.5666667	844.54
1990	60.7833333	905.33
1991	52.3666667	957.69
1992	48.6833333	1006.38
1993	80.250000	1086.63
1994	75.800000	1162.43
1995	62.758333	1225.18
1996	61.6666667	1286.85
1997	73.6833333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.400000	1463.03
2000	71.8666667	1534.90
2001	85.325000	1620.23
2002	64.725000	1684.95
2003	51.6916667	1736.64
2004	50.650000	1787.29
2005	61.7166667	1849.01
2006	54.6416667	1903.65
2007	59.4583333	1963.11
2008	47.6083333	2010.72
2009	53.2666667	2063.98

4.2.6. Regionalización de datos.

El análisis probabilístico de eventos extremos de carácter regional permite estimar estas en cualquier sitio dentro de la región o zona estudiada, con base en todos los datos registrados en las diferentes estaciones de medición, incluyendo aquellos de un sitio específico, cuando tales datos están disponibles. Algunos métodos del análisis regional, requieren que la zona donde se aplican esté integrada por estaciones pluviométricas e hidrológicas cuyo comportamiento estadístico – hidrológico es homogéneo en alguna manera cuantificable. El análisis regional explota esta homogeneidad para producir estimaciones las cuales son, en la mayoría de los casos, más confiables que aquellas obtenidas al hacer uso únicamente de los datos de una sola estación. Los principios de análisis regional de frecuencia, sin embargo, se aplican cuando varias muestras de datos similares están disponibles (SENAMHI, 2014).

Para la Regionalización de datos Pluviográficos se utilizó el método más usual de los mínimos cuadrados ordinarios, teniendo como parte del mismo la determinación de la ecuación de regresión lineal simple cuyo procedimiento fue en base de la ecuación:

$$Y = a + \beta X$$

$$\alpha = \frac{\sum y * \sum x^2 - \sum x * \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$\beta = r \frac{Sx}{Sy} = \frac{n \sum xy - \sum x * \sum y}{n \sum x^2 - \sum(x)^2}$$

$$r = \frac{Sxy}{\sqrt{Sxx * Syy}}$$

$$S = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Se determinó la ecuación de regresión sobre la base de los registros de las estaciones situadas próximas al área en estudio, se considera el termino independiente la altitud y como termino dependiente la precipitación media anual.

Para la zona de estudio, considerando que la estación de Maraquero se encuentra próxima a la zona de estudio se considera la precipitación media anual de esta para los cálculos.

Tabla 13 Regresión lineal simple, regionalización de precipitación pluvial

Estacion	Altitud	Precipitacion	Datos de Calculo		
	msnm	Media Anual		X2	Y2
	(X)	(Y)	(XY)		
Laraqueri	3950	744.95	2942552.5	15602500	554950.503
Suma	3950	744.95	2942552.5	15602500	554950.503

Constante de la regresión lineal : $\alpha = 0.0001$

Pendiente : $\beta = 0.189$

Altitud media de la cuenca (Am) = 4133.89 m.s.n.m.

Tabla 14 Resultado de regresión en la regionalización de precipitación

Estacion meteorologica	Altitud	Precipitacion	Precipitacion
	msnm	Media Annual	Corregida
	(X)	(Y)	$Y=\alpha+\beta X$
Laraqueri	3950	744.95	744.95
Suma	3950	744.95	744.95

Precipitación media 744.95 mm.

4.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda una gota de agua en llegar de la parte más alejada de la cuenca al sitio de salida de la cuenca. Para la aplicación de los métodos de hidrogramas sintéticos el tiempo de concentración es el parámetro que define la duración de la lluvia de diseño. Es clara la dependencia de este parámetro con las variables morfométricas, tales como el área, la pendiente de la cuenca, longitud del cauce principal, entre otras. El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que el agua llegue al punto de interés desde el punto hidráulicamente más distante. Para la obtención de estos parámetros se utilizaron diversos formulas y criterios, siendo el valor tomado el correspondiente al promedio de los valores más próximos entre sí como se detallan en los cálculos.

4.3.1. Soil conservation service California.

$$T_c = 0.0195 * K^{0.77}$$

Done: L = Longitud del recorrido en m.; K = Factor dependiente entre L y H; L = 6.4393316 m.; y H = 400 m.

Tc = 0.02 min

4.3.2.EE.UU. para el diseño de alcantarillas.

$$Tc = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385} \text{Horas}$$

Dónde: L = Longitud del recorrido en Km; H = Diferencia de cotas entre el punto más alejado y el desagüe en m.

Tc = 0.02 minutos

4.3.3. Método de Giordioty

$$Tc = \frac{4 * S^{0.5} + 1.5 * L}{0.8 * H^{0.5}} \text{Horas}$$

Donde: L = Longitud de corriente principal en Km.; H = Diferencia de cotas en m.; S = Área de cuenca en Km².

El tiempo de concentración promedio: Tc = 21.92 min

4.4. PERIODO DE RETORNO.

Existen muchas situaciones para las cuales se requiere conocer la probabilidad de ocurrencia de una crecida durante un intervalo de tiempo específico, para lo cual recurrimos a la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{1 - P}$$

$$P = (1 - j)^{\frac{1}{n}}$$

Dónde: T = Periodo de retorno; P = Probabilidad de que el suceso no ocurra en cualquier año de la vida útil del proyecto; J = Probabilidad de que el suceso ocurra en cualquier periodo de n años durante el periodo de retorno; y N = Vida útil de la estructura.
Asumiendo:

$$J = 20.00\%$$

$$N = 20 \text{ años.}$$

Tabla 15 Vida útil respecto a tiempo de retorno y riesgo de falla de la estructura

Vida Útil	Probabilidad	Riesgo de falla	Tiempo de Retorno
n (años)	P	j	T (años)
5	0.9563525	0.0436475	22.91081952
10	0.97793277	0.022067231	45.31606069
15	0.98523387	0.014766132	67.72254145
20	0.98890483	0.011095167	90.12933212
30	0.99258948	0.007410524	134.9432234
37	0.99398724	0.006012757	166.3130469
50	0.99554707	0.004452927	224.5713778
100	0.99777105	0.002228948	448.6421977

Probabilidad de no ocurrencia: 98.89%

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo más bien que 25 años es la vida media de la estructura, el RNE indica que se tomara un periodo de retorno en función de la clasificación del sistema, para el presente se considera Sistema Mayor de evacuación, con periodo de retorno de 25 años

4.5. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.

La escorrentía superficial es la que resulta de una lluvia que ha de generar un flujo de agua en la cuenca en estudio. Es decir que el coeficiente de escorrentía © representa la fracción de agua del total de lluvia precipitada que realmente genera escorrentía superficial una vez se ha saturado el suelo por completo. Su valor depende de las características concretas del terreno que determinan la infiltración del agua en el suelo.

Los diferentes métodos utilizados para su cálculo (todos ellos de naturaleza empírica) difieren tanto en su fiabilidad como en su complejidad; lógicamente, a más información utilizada más complejidad y fiabilidad y viceversa, pero, en cualquier caso, es fundamental tener en cuenta la mayor o menor homogeneidad de la cuenca (Aparicio, 1997).

Formula de Justin.

$$Ce = \frac{E}{R} * 100$$

$$E = \frac{0.185 * S^{0.155} * R^2}{160 + 9 * T}$$

Dónde: E = Escorrentía determinada en la cuenca en mm.;

T = Temperatura media de la cuenca.

R = Promedio anual de precipitaciones.

S = Pendiente de la cuenca.

Ce = Coeficiente de escorrentía, de los cálculos, se tiene:

T = 13.04°C; R = 744.95 mm.; S = 19.21%; y Ce = 0.38.

Según el tipo de cobertura.

En general la cuenca analizada posee una superficie y pendientes similares en toda su extensión por lo tanto la adopción de un coeficiente a través de la caracterización de su cobertura es una opción que se consideró en el proceso, los cuadros y cálculos se muestran en los cálculos siguientes:

La Escorrentía superficial llamado también directa es cuando la precipitación que no se infiltra en ningún momento y llega a la red de drenaje moviéndose sobre la superficie del terreno por la acción de la gravedad. Corresponde a la precipitación que no queda tampoco detenida en las depresiones del suelo, y que escapa a los fenómenos de evapotranspiración. El proceso que describe el agua cuando se inicia un aguacero depende de las características del terreno.

la primera lluvia caída se invierte en llenar la capacidad de retención de la parte aérea de las plantas y en saturar el suelo. Cuando la capacidad de infiltración es inferior a la intensidad de la lluvia, el agua comenzará a moverse por la superficie del terreno. Se forma, entonces, una capa delgada de agua.

Ésta se mueve por la acción de la gravedad según la pendiente del terreno y es frenada por las irregularidades del suelo y por la presencia de vegetación hasta incorporarse a la red de drenaje, donde se junta con los otros componentes que constituyen la escorrentía total.

4.5.1. Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo.

Tabla 16 Coeficiente de escorrentía según tipo de suelo

Características de la Superficie	Periodo de Retorno en Años					
	2	5	10	25	50	100
Areas desarrolladas :						
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95
Concreto / Techo	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97
Zonas Verdes (jardines parques etc.)						
Condicion pobre (cubierta pasto < al 50% del Area)						
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47
Promedio, 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53
Superior al 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55
Condicion promedio (cubierta de pasto 50-75% del Area)						
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Superior al 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53
Condicion buena (cubierta de pasto 75-100% del Area)						
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46
Superior al 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51

Coeficiente de escorrentía “Tipo de suelo = 0.35

Coeficiente de escorrentía promedio “tipo de suelo 0.3290128

4.6. INTENSIDADES DE LLUVIA.

Las intensidades disponibles en la zona no cuentan con información referida a las intensidades registradas en la cuenca en estudio. Sabemos que la intensidad de lluvia es un parámetro muy importante en el dimensionamiento de alcantarillas o en el de los aliviaderos de una presa en el caso de carecer de datos de aforos. La intensidad para la zona de estudio es de 4.53 mm/hora, la misma que se encuentra dentro del rango de moderada que se encuentra entre 2.5 – 7.5 mm/hora., es decir en cuya observación donde las salpicaduras de las precipitaciones se observan hasta cierta altura del suelo.

Para su determinación se ha de utilizar la propuesta generada para la sierra sur del país y expresado por:

$$I = 0.4602 * P^{0.875}max$$

Dónde: I = Intensidad en mm/h, y P = Precipitación máxima en 24 horas

Tabla 17 Intensidad máxima ,frecuencias de ocurrencia y duración de la tormenta

Numero m	Año	Precipitacion max. en 24h	Intensidad mm/h	Ocurrencia m/(n+1)
1	1976	14.58	4.80	0.029
2	1977	12.40	4.17	0.057
3	1978	12.58	4.22	0.086
4	1979	12.72	4.26	0.114
5	1980	10.97	3.74	0.143
6	1981	14.20	4.69	0.171
7	1982	12.11	4.08	0.200
8	1983	11.23	3.82	0.229
9	1984	18.44	5.90	0.257
10	1985	19.50	6.19	0.286
11	1986	14.91	4.89	0.314
12	1987	12.11	4.08	0.343
13	1988	11.54	3.91	0.371
14	1989	12.38	4.16	0.400
15	1990	13.83	4.58	0.429
16	1991	11.85	4.00	0.457
17	1992	12.68	4.25	0.486
18	1993	17.76	5.70	0.514
19	1994	17.84	5.73	0.543
20	1995	15.22	4.98	0.571
21	1996	13.55	4.50	0.600
22	1997	16.40	5.32	0.629
23	1998	11.23	3.82	0.657
24	1999	13.48	4.48	0.686
25	2000	13.48	4.48	0.714
26	2001	16.86	5.45	0.743
27	2002	13.57	4.51	0.771
28	2003	11.50	3.90	0.800
29	2004	11.68	3.95	0.829
30	2005	16.00	5.21	0.857
31	2006	13.67	4.54	0.886
32	2007	14.03	4.64	0.914
33	2008	9.20	3.21	0.943
34	2009	11.28	3.83	0.971
PROMEDIO			4.53	
DESV. ESTAND.			0.70	

4.7. LEY DE GUMBEL.

Para el presente trabajo se plantea la utilización de la ley de distribución de Gumbel, dado que ella ha demostrado poseer una adecuada capacidad de ajuste, a valores máximos de caudales, precipitación en distintos períodos de tiempo, aportaciones anuales, etc. Además, se entrega una prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, un cálculo del coeficiente de determinación. Considerando que los valores extremos son cantidades máximas y mínimas seleccionadas de una base de datos, que conforman un conjunto de

valores extremos los que pueden analizarse estadísticamente, en el caso de los fenómenos hidrológicos, la distribución que más se ajusta al fenómeno es la del Tipo I (ley de Gumbel) el cual esta expresados por las siguientes ecuaciones.

$$X_T = X_1 + K_T S$$

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[0.5772 + \text{Ln} \left(\text{Ln} \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Dónde: K_T = Factor de frecuencia.

X_1 = media de las intensidades.

S = Desviación estándar de las intensidades-

T = periodo de retorno

Cuyos parámetros se definen con las relaciones siguientes:

Tabla 18 Precipitación para el Periodo de Retorno (PTR) Ley de Gumbel

Periodo Retorno	Promedio Int. X	Factor Frecuencia K_t	Desv. Estandar S	PTR X_t
5	4.53	0.72	0.70	5.03
10	4.53	1.30	0.70	5.44
15	4.53	1.63	0.70	5.67
20	4.53	1.87	0.70	5.83
30	4.53	2.19	0.70	6.05
37	4.53	2.35	0.70	6.17
50	4.53	2.59	0.70	6.33
100	4.53	3.14	0.70	6.71

4.8. CALCULO DE INTENSIDADES SOBRE INTERVALOS DE RETORNO.

$$B_t = -0.150485 + 0.542754 \ln T - 0.15447 (\ln T)^2 + 0.029766 (\ln T)^3 - 0.00298499 (\ln T)^4 + 0.000109165 (\ln T)^5$$

Dónde: I_t = intensidad sobre intervalos de retorno de T años (mm/min); T = duración de lluvias (min); y B_t = Factor constante en función al intervalo tiempo de retorno.

Tabla 19 Calculo de intensidades sobre intervalos de retorno

Tiempo de Retorno		BT	Intensidad de Precipitaciones (mm/hora)			
			15 min.	30 min.	60 min.	Tc
5		0.428	20.502	13.958	9.503	30.526
10		0.567	23.551	16.034	10.917	35.065
15		0.633	25.163	17.132	11.664	37.465
20		0.675	26.251	17.873	12.168	39.086
25		0.706	27.071	18.430	12.548	40.305
30		0.730	27.725	18.876	12.851	41.280
37		0.756	28.463	19.378	13.193	42.378
50		0.792	29.492	20.079	13.670	43.910
100		0.864	31.692	21.577	14.690	47.186

4.9. ESTIMACION DE CAUDALES.

El caudal de diseño es el volumen de agua que llegara a las obras de drenaje. La razón fundamental del cálculo de la crecida de diseño es asociar una probabilidad de ocurrencia a las distintas magnitudes de la crecida. Su determinación debe ser precisa para poder fijar económicamente el tamaño de la estructura requerida y evitar daños a la carretera. Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio. Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes: (Mejia, 2001).

4.9.1. Método Mc Math.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Dónde: A = Area en Has; S = Pendiente de la cuenca en m/Km; C = Coeficiente de escorrentía; I = Intensidad en mm/hora; X_t = Precipitación para el periodo de retorno; y Q = caudal en Lt/seg.

Tabla 20 Calculo de caudales máximos método de Mac-Math

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (Max.) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	212.88	0.329	192.08	5.03	337.41	0.337
10	212.88	0.329	192.08	5.44	364.74	0.365
15	212.88	0.329	192.08	5.67	380.15	0.380
20	212.88	0.329	192.08	5.83	390.95	0.391
25	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
30	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
37	212.88	0.329	192.08	6.17	413.78	0.414
50	212.88	0.329	192.08	6.33	424.87	0.425
100	212.88	0.329	192.08	6.71	450.29	0.450

4.9.2. Método de Harksley.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A}\right)^{0.25}$$

Dónde: A = área en Km²; S= pendiente de la cuenca; C = Coeficiente de escorrentía; I = Intensidad en mm/hora; y Q = Caudal en m3/seg. Los valores obtenidos son: Ce = 0.329013; A = 2.128789; y S = 0.192077.

Tabla 21 Aplicación Método de Harksley para diferentes tiempos de retorno

Tiempo de Retorno	BT	Caudales : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q. p
5	0.4282	4.6519	2.8769	1.7792	7.6508
10	0.5668	5.5321	3.4213	2.1159	9.0985
15	0.6330	6.0094	3.7165	2.2984	9.8835
20	0.6754	6.3361	3.9185	2.4234	10.4208
25	0.7061	6.5841	4.0719	2.5182	10.8288
30	0.7300	6.7838	4.1954	2.5946	11.1571
37	0.7562	7.0101	4.3353	2.6812	11.5293
50	0.7918	7.3283	4.5321	2.8029	12.0527
100	0.8637	8.0179	4.9586	3.0666	13.1869

4.9.3. Método Racional.

El método racional es uno de los procedimientos más sencillos para ver la influencia de la lluvia en la forma del hidrograma. Permite calcular el caudal máximo a partir de la intensidad de precipitación y en función de las características de la cuenca (coeficiente de escorrentía, C). Es un método usual, práctico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio. Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo más bien que 25 años es la vida media de la estructura. Para el caso, se utilizó la expresión del método racional:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde: Q = escorrentis en m³/seg.; A = Area de la cuenca en Ha; C = coeficiente de escorrentía; e I = Intesidad _ duración- frecuencia, para un tiempo. Para el presente caso los valores son: A = 2.13 Km²; Ce = 0.329.

Tabla 22 Aplicación del método racional para diferentes tiempos de retorno

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m ³ / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.42816	3.98879	2.71570	1.84893	5.93890
10	0.56681	4.58198	3.11956	2.12389	6.82209
15	0.63301	4.89557	3.33306	2.26925	7.28900
20	0.67537	5.10736	3.47726	2.36743	7.60434
25	0.70609	5.26671	3.58575	2.44129	7.84159
30	0.72999	5.39407	3.67245	2.50032	8.03122
37	0.75624	5.53755	3.77014	2.56683	8.24485
50	0.79176	5.73777	3.90646	2.65964	8.54295
100	0.86371	6.16579	4.19786	2.85804	9.18022

Caudal de diseño promedio es Q = 6.36 m³/seg

4.10. DISEÑOS HIDRÁULICOS DE DRENAJE EN BASE DE CAUDALES MÁXIMOS EN LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS DE LA CARRETERA.

Sabemos que 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.

La estimación de caudales de diseño se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio.

Tabla 23 Calculo de caudales máximos por tres métodos

Cuenca	M. Mc Math.	M. de Harksley:	M. Racional	Q m ³ /s	ml	Q m ³ /s /ml
C - 1	0.4060223	10.8287951	7.8415940	6.3588038	1177.0000	0.005403
C - 2	0.5765101	15.8472782	12.9858244	9.8032042	710.0000	0.013807
C - 3	0.5156996	13.4048475	11.7800511	8.5668661	643.0000	0.013323
C - 4	0.8592671	22.2158491	24.3185515	15.7978892	1338.0000	0.011807
C - 5	0.8347603	22.0108753	20.2187327	14.3547895	2055.0000	0.006985
C - 6	0.9283478	23.5840525	24.9895514	16.5006506	1150.0000	0.014348
C - 7	0.4923263	12.6991632	10.6579682	7.9498192	1981.0000	0.004013

Para el diseño se ha considerado un periodo de retorno de 25 años, es decir para la cuenca C-1 por el método de M.Mc Match corresponde 0.4063m³/seg. Y el valor más alto corresponde a la cuenca microcuenca C-6 con un caudal de 0.9283 m³/seg.

El método racional supone la generación de esorrentía en una determinada cuenca a partir de una intensidad de precipitación uniforme en el tiempo, sobre toda su superficie. Debido a esto, para la aplicación del mismo se debe comprobar que ninguno de estos factores pueda resultar relevante en el cálculo.

V. CONCLUSIONES

Las precipitaciones máximas esperadas según análisis de doble masa es de 2063.98 mm/añual registrados desde 1977 hasta 2009 registrados en la estación de Laraqueri, con una precipitación media de 704.95 mm. ,con un tiempo de concentración promedio de 7.32 min., en mismo que se tomara con una vida útil de 20 años.

Los caudales máximos obtenidos de acuerdo a los datos hidrológicos en cada uno de las pequeñas cuencas son: cuenca (01) 6.36 m³/seg. , cuenca (02) 9.80 m³/seg. , cuenca (03) 8.57 m³/seg. , cuenca (04) 15.80 m³/seg. , cuenca (05) 14.35 m³/seg. , cuenca (06) 16.50 m³/seg. , cuenca (07) 7.95 m³/seg.,.

El diseño de estructura hidráulica se plantea en todo el tramo se tiene alcantarillado MC. Marco de concreto para caudal mayores a 10 m³/seg ,y alcantarillado TMC metálico corrugado para caudales menores a 10 m³/seg y el planteamiento de cunetas con descarga y drenaje a las alcantarillas como se muestra en los resultados.

VI. RECOMENDACIONES

El resultado obtenido para el caudal de diseño con las intensidades máximas para los diferentes períodos de retorno es aplicable para el cálculo de caudal de diseño de estructuras hidráulicas componentes de una vía de comunicación.

Debido a la severa escasez de agua es épocas de estiaje, se recomienda realizar estudios para el represamiento de las aguas superficiales con la finalidad de desarrollar proyectos de riego, en forma integral, en beneficio de los pobladores, con la finalidad de mejorar los niveles de vida en el medio rural.

Que el Gobierno Local y otras entidades deben implementar programas de capacitación y extensión para el manejo y aprovechamiento de las aguas en forma integral, incluyendo el recurso suelo y la vegetación. Estos programas deben cubrir tanto la parte técnica como legal.

Aplicar otros métodos para el cálculo de caudales máximos en esta micro cuenca para comparar los resultados con el fin de recomendar una metodología adecuada.

Seguir con las investigaciones aplicando la metodología utilizada en otras microcuencas y sub. Cuencas, de la cuenca de Lago Titicaca.

Realizar con mayor profundidad los estudios en la determinación de los parámetros hidrogeomorfológicos de la micro cuenca, con el objetivo de realizar estudios para la defensa ribereña a nivel de la localidad de Laraqueri que viene siendo afectado año tras año.

VII. BIBLIOGRAFIA

- Aliaga, V. S. (1985). Hidrología estadística. Lima Peru: Publidrat UNALM.
- Aparicio, M. F. (1997). Fundamentos de hidrología de superficie. Mexico.
- Chavez, R. (1994). Hidrología para Ingenieros. Lima peru: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chereque, M. W. (1989). Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). Applied Hydrology. McGraw-Hill. 582 p. International Edition.
- Colotti, E., Cedeño, M., & Montañez, C. (2013). La sequía meteorológica y la variación de la superficie agrícola en la Isla de Margarita, estado Nueva Esparta, Venezuela período 1972-2004. Terra Nueva Etapa, pp 11-53.
- FAO. (2006). Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos. Roma Italia: Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación FAO 56 Estudio de riego y drenaje.
- Gomez, L. W. (1992). Bases conceptuales. Lima Peru: I Curso Nacional de Manejo de Cuencas. pp. 14 .
- Guerrero, V. P., & Yevjevich. (1975). analysis of Drought Caracteriscas by the theory of run. Hydrology paper N° 80, Colorado State University Fort Collins, Colorado, U.S.A.
- Guevara, E. (2004). Hidrología Ambiental. Venezuela: Universidad de Carabogo.
- INRENA. (2003). Estudio integral de los recursos hidricos de la cuenca del Rio Ramis- Inventario de Fuentes de Agua Superficial. Puno Peru: Convenio de Cooperación Técnica Interinstitucional ALT - INRENA.
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulus, J. (1988). Hidrología para Ingenieros. Mexico: Ed. Mc Graw Hill Interamericana de México SA de C.V.
- Llamas, J. (1993). Hidrología general. Principios y aplicaciones. Quebec, Canadá: Universidad del País Vasco.
- Mejia, M. J. (2001). Hidrología Aplicada – Volumen 1. Lima Peru: Publidrat 108 pg.
- MINAGRI, M. (2018). Calendario Agrícola para el Altiplano de Puno. La Molina Lima Peru: Copyright © 2015. Ministerio de Agricultura y Riego: <http://www.minagri.gob.pe/portal/nosotros/que-hacemos>.

- Santayana, V. S. (1990). Ingeniería de Recursos Hídricos. Lima Peru: Departamento de Recursos Agua y Tierra de UNALM.
- SENAMHI. (2014). Análisis Regional De Precipitaciones M Áximas En Las Cuencas Chillón, Rímac, Lurín Y Parte Alta Del Mantaro. Lima Peru: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Peru.
- TDPS, T.-D. P.-S. (2011). Perspectivas del Medio Ambiente. Impreso en Colombia por Panamericana Formas e Impresos, S.A.: Publicado por el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA).
- Ticona, A. A. (2017). Determinacion de las frecuencias de sequias en la sub cuenca del rio huenque con fines de planeamiento de los recursos hidricos para uso en actividades agropecuarias . Puno Peru: Universidad Nacional del Altiplano Puno Facultad de ingeniería Agrícola Tesis.
- UNEP. (1996). Diagnostico Ambiental del Sistema Titicaca-Desaguadero-Poopo-Salar de Coipasa (Sistema TDPS) Bolivia-Perú. Washington, D.C.: <http://www.oas.org/usde/publications/Unit/oea31s/begin.htm> (1 of 4) [4/28/2000 11:13:38 AM].
- Vasquez, V. A. (2000). Manejo de Cuencas Alto Andinos Tomo II. Lima Peru: Universidad Nacional Agraria La Molina.
- Villon, M. (2002). Hidrología. Lima peru: Instituto Tecnológico de Costa Rica. Facultad de Ingeniería Agrícola. 2° Edic. Ediciones Villon. p. 15-64.
- Yevjevich, V. (1967). An objective approach to definitions and investigations of continental hydrologic drought. Colorado State University, Hydrologic Paper No 23.

VIII. ANEXOS

DISEÑO DE ALERO

Nombre del Proyecto: “planteamiento de estructuras hidraulicas y sistema de drenaje en funcion de analisis de caudales maximos de la carretera afirmada laraqueri – huarijuyo – puno”
 Ubicación pichacani - laraqueri

diseño de alero de abezal de alcantarilla mc 1x1, 1.5x1

Datos del muro

Resistencia a la compresión ($f'c$)	=	210.00	kg/cm ²
Peso específico del concreto (\square_c)	=	2.50	tn/m ³
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	=	4200.00	kg/cm ²
Sobrecarga (q)	=	0.00	tn/m ²
Carga sobre el muro (w)	=	0.00	tn/m

Datos del suelo de relleno

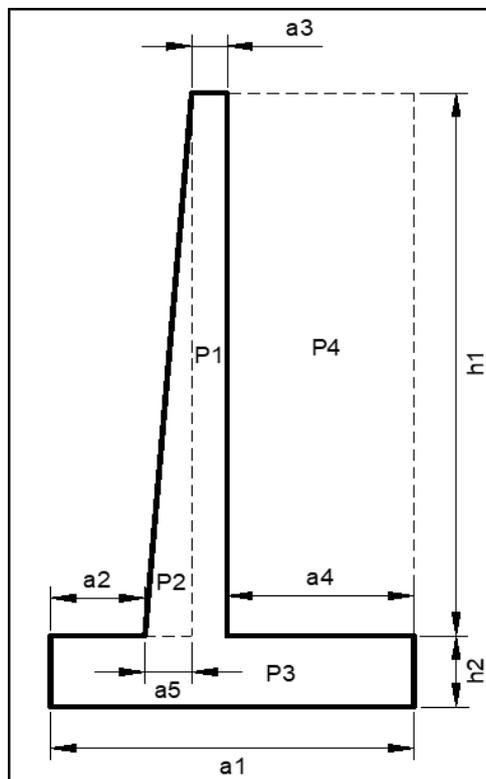
Peso específico del suelo de relleno (\square_s)	=	2.20	tn/m ³
Angulo de fricción Interna del relleno (\square)	=	11.00	°= 0.192

Cálculos preliminares

Coefficiente de empuje activo (K_a) = 0.680

Dimensiones

a_1 =	1.60	m
a_2 =	0.50	m
a_3 =	0.20	m
a_4 =	0.90	m
a_5 =	0.00	m
h_1 =	1.55	m
h_2 =	0.50	m
h_t =	2.05	m



Muro con Sobrecarga

Fuerzas de volteo				
Elem.	Peso	dist.	Momento	Observaciones
P _h	3.141	0.683	2.147	Empuje activo
q	0.000	1.025	0.000	Empuje por la sobrecarga
	3.141		2.147	
Fuerzas estabilizadoras				
Elem.	Peso	dist.	Momento	Observaciones
P ₁	0.775	0.600	0.465	Núcleo de la elevación
P ₂	0.000	0.500	0.000	Talud exterior de la elevación
P ₃	2.000	0.800	1.600	Cimentación del muro
P ₄	3.069	1.150	3.529	Relleno sobre el talón del muro
q	0.000	1.150	0.000	Sobrecarga
w	0.000	0.600	0.000	Peso de muro de ladrillo
	5.844		5.594	

Chequeo al volteo

F.S. = 2.61 > 2.0 Bien

Presiones en el terreno de fundación

b/6 = 0.267 m

e = 0.210 < 0.267 Bien

Chequeo al deslizamiento

F.S. = 1.02 < 1.5 Mal

q_{punta} = 6.53 < 14.30 Bien

q_{talón} = 0.78 < 14.30 Bien

Muro sin el Efecto Favorable de la Sobrecarga

Fuerzas estabilizadoras				
Elem.	Peso	dist.	Momento	Observaciones
P ₁	0.775	0.600	0.465	Núcleo de la elevación
P ₂	0.000	0.500	0.000	Talud exterior de la elevación
P ₃	2.000	0.800	1.600	Cimentación del muro
P ₄	3.069	1.150	3.529	Relleno sobre el talón del muro
	5.844		5.594	

Chequeo al volteo

F.S. = 2.61 > 2.0 Bien

Presiones en el

b/6 = 0.267 m

e = 0.410 > 0.267 Mal

Chequeo al deslizamiento

q_{punta} = 9.27 < 14.30 Bien

F.S. = 1.02 < 1.5 Mal

q_{talón} = -1.96 < 14.30 Bien

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 01

3.1 Analisis de la Cuenca

SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divortium acuarium.

$$A = 2.1287888 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium Acuarium.

$$P = 8.4591808 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$Lb = 3.22 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $Ic=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general Ic es mayor que 1

$$Ic = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Donde:

$$Ic = 1.636$$

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$Rf = \frac{A}{Lb^2}$$

Donde:

Rf=Factor de forma.

A =Área de la cuenca.

Lb= Longitud de la cuenca

$$Rf = 0.205$$

(Forma elíptica)

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce , el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

CRITERIO DE JUSTIN

$$S_c = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

$S_c = 0.274153$

Donde

C_{max} = Cota del punto mas alto 4350 msnm

C_{min} = Cota del punto mas bajo 3950 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica ,. Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{I_c * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

$$l = \frac{I_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 3.647 Km

l= lado menor del rectángulo 0.584 Km

A= Area del rectangulo equivalente 2.13 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 8.462 Km

$$S_c = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 400 m

$S_c = 0.11 \%$

S_c Asumido es el promedio de ambos criterios

$S_c = 0.1920765 \%$

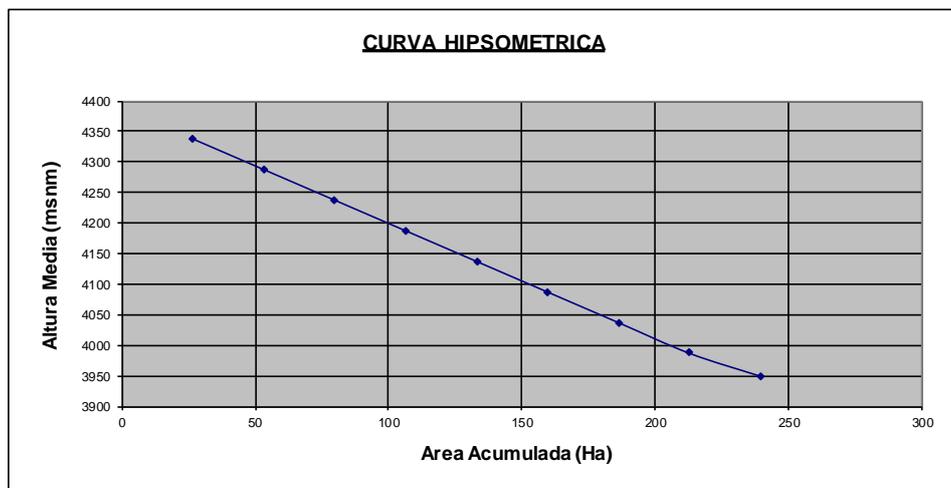
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm		Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha
4350	4325	4337.50	26.61	115420.23	26.61
4300	4275	4287.50	26.61	114089.74	53.22
4250	4225	4237.50	26.61	112759.25	79.83
4200	4175	4187.50	26.61	111428.76	106.44
4150	4125	4137.50	26.61	110098.26	133.05
4100	4075	4087.50	26.61	108767.77	159.66
4050	4025	4037.50	26.61	107437.28	186.27
4000	3975	3987.50	26.61	106106.78	212.88
3950	3950	3950.00	26.61	105108.92	239.49
Suma			239.49	991216.99	

Altura media	4138.888889 msnm
--------------	------------------



ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

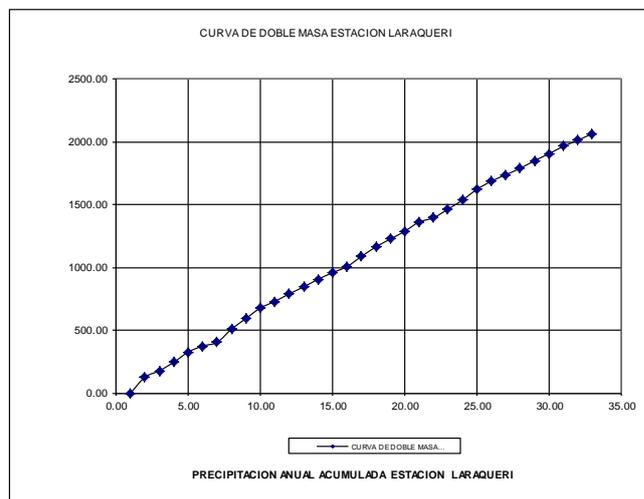
Cuenca N° 01

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

AÑOS	LARAQUERI	LARAQUERI
	TOTAL	ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.250000	1086.63
1994	75.800000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.400000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.325000	1620.23
2002	64.725000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.650000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

Nº 01

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, afloros y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio

Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

A = Área en Has

S = Pendiente de la cuenca en m/km

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

X_t = Precipitacion para el periodo de retorno

Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) X _t	Caudal (Max.) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	212.88	0.329	192.08	5.03	337.41	0.337
10	212.88	0.329	192.08	5.44	364.74	0.365
15	212.88	0.329	192.08	5.67	380.15	0.380
20	212.88	0.329	192.08	5.83	390.95	0.391
25	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
30	212.88	0.329	192.08	6.05	406.02	0.406
37	212.88	0.329	192.08	6.17	413.78	0.414
50	212.88	0.329	192.08	6.33	424.87	0.425
100	212.88	0.329	192.08	6.71	450.29	0.450
150	212.88	0.329	192.08	6.93	465.11	0.465
200	212.88	0.329	192.08	7.09	475.62	0.476
250	212.88	0.329	192.08	7.21	483.76	0.484
300	212.88	0.329	192.08	7.31	490.41	0.490
400	212.88	0.329	192.08	7.47	500.90	0.501
500	212.88	0.329	192.08	7.59	509.04	0.509

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

Nº 01

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km²

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m³/seg.

Ce= 0.3290128
A= 2.1287888
S= 0.1920765

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m ³ / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q. p
5	0.428	4.65	2.88	1.78	7.65
10	0.567	5.53	3.42	2.12	9.10
15	0.633	6.01	3.72	2.30	9.88
20	0.675	6.34	3.92	2.42	10.42
25	0.706	6.58	4.07	2.52	10.83
30	0.730	6.78	4.20	2.59	11.16
37	0.756	7.01	4.34	2.68	11.53
50	0.792	7.33	4.53	2.80	12.05
100	0.864	8.02	4.96	3.07	13.19
150	0.899	8.38	5.18	3.20	13.78
200	0.920	8.60	5.32	3.29	14.14

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 01

METODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 2.13 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	3.99	2.72	1.85	5.94
10	0.567	4.58	3.12	2.12	6.82
15	0.633	4.90	3.33	2.27	7.29
20	0.675	5.11	3.48	2.37	7.60
25	0.706	5.27	3.59	2.44	7.84
30	0.730	5.39	3.67	2.50	8.03
37	0.756	5.54	3.77	2.57	8.24
50	0.792	5.74	3.91	2.66	8.54
100	0.864	6.17	4.20	2.86	9.18
150	0.899	6.39	4.35	2.96	9.51
200	0.920	6.52	4.44	3.02	9.71

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	6.36 m3/seg
------------------------------------	--------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto:	“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación	PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca	N° 02

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divortium acuarium.

$$A = 3.6616017 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium Acuarium.

$$P = 12.73237 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$Lb = 4.00 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $Ic=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general Ic es mayor que 1

$$Ic = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$Ic = 1.877$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$Rf = \frac{A}{Lb^2}$$

$$Rf = 0.229$$

(Forma elíptica)

Donde:

Rf=Factor de forma.

A =Área de la cuenca.

Lb= Longitud de la cuenca

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce, el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

CRITERIO DE JUSTIN

$$S_c = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

$S_c = 0.313556$

Donde

C_{max} = Cota del punto mas alto 4550 msnm

C_{min} = Cota del punto mas bajo 3950 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica ,. Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{I_c * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

$$l = \frac{I_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 5.727 Km

l= lado menor del rectángulo 0.639 Km

A= Area del rectangulo equivalente 3.66 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 12.732 Km

$$S_c = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 600 m

S_c = 0.105 %

S_c Asumido es el promedio de ambos criterios

S_c =	0.209278 %
---------	------------

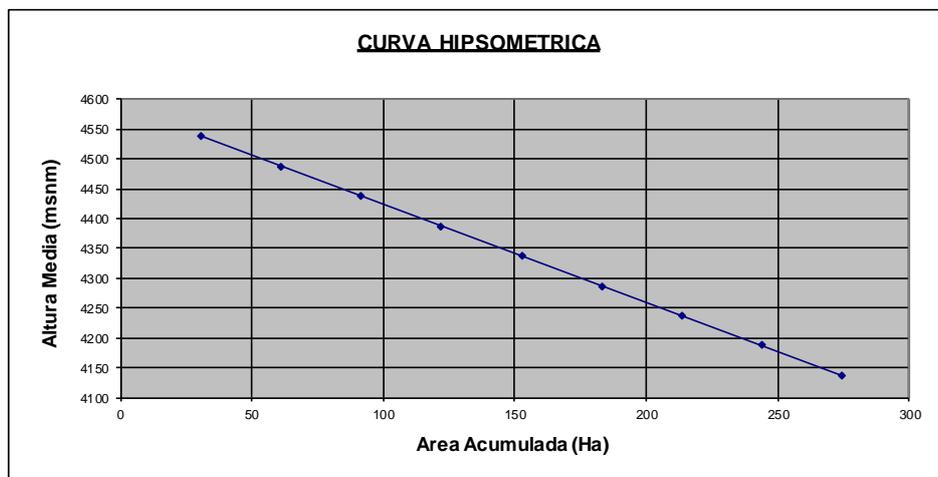
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm		Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha
4550	4525	4537.50	30.51	138454.31	30.51
4500	4475	4487.50	30.51	136928.65	61.03
4450	4425	4437.50	30.51	135402.98	91.54
4400	4375	4387.50	30.51	133877.31	122.05
4350	4325	4337.50	30.51	132351.64	152.57
4300	4275	4287.50	30.51	130825.98	183.08
4250	4225	4237.50	30.51	129300.31	213.59
4200	4175	4187.50	30.51	127774.64	244.11
4150	4125	4137.50	30.51	126248.97	274.62
4100	4075	4087.50	30.51	124723.31	305.13
4050	4025	4037.50	30.51	123197.64	335.65
4000	3975	3987.50	30.51	121671.97	366.16
3950	3950	3950.00	30.51	120527.72	396.67
Suma			396.67	1681285.43	

Altura media	4238.461538 msnm
--------------	------------------



ESTUDIO HIDROLOGICO

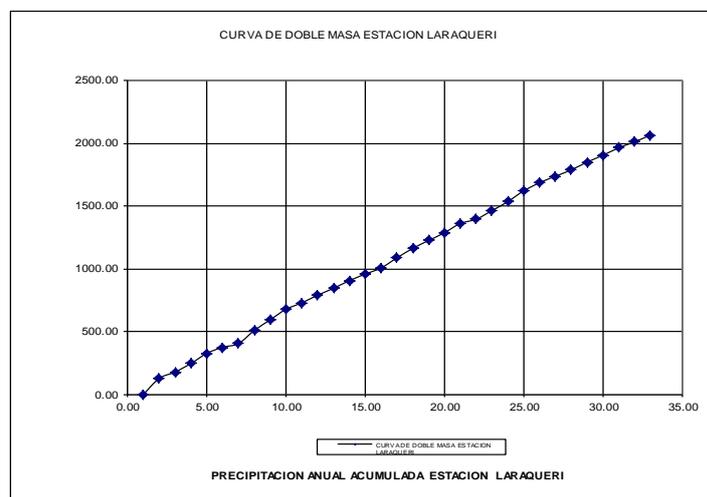
Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca N° 02

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.0000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.2500000	1086.63
1994	75.8000000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.4000000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.3250000	1620.23
2002	64.7250000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.6500000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Nombre del Proyecto:

“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 02

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, afloros y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio
Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

A = Área en Has

S = Pendiente de la cuenca en m/km

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Xt= Precipitacion para el periodo de retorno

Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coeficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (Max.) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	366.16	0.329	209.28	5.03	479.09	0.479
10	366.16	0.329	209.28	5.44	517.89	0.518
15	366.16	0.329	209.28	5.67	539.78	0.540
20	366.16	0.329	209.28	5.83	555.10	0.555
25	366.16	0.329	209.28	6.05	576.51	0.577
30	366.16	0.329	209.28	6.05	576.51	0.577
37	366.16	0.329	209.28	6.17	587.52	0.588
50	366.16	0.329	209.28	6.33	603.27	0.603
100	366.16	0.329	209.28	6.71	639.37	0.639
150	366.16	0.329	209.28	6.93	660.42	0.660
200	366.16	0.329	209.28	7.09	675.33	0.675
250	366.16	0.329	209.28	7.21	686.89	0.687
300	366.16	0.329	209.28	7.31	696.34	0.696
400	366.16	0.329	209.28	7.47	711.23	0.711
500	366.16	0.329	209.28	7.59	722.78	0.723

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 01

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km²

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m³/seg.

Ce= 0.3290128

A= 2.1287888

S= 0.1920765

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q. p
5	0.428	4.65	2.88	1.78	7.65
10	0.567	5.53	3.42	2.12	9.10
15	0.633	6.01	3.72	2.30	9.88
20	0.675	6.34	3.92	2.42	10.42
25	0.706	6.58	4.07	2.52	10.83
30	0.730	6.78	4.20	2.59	11.16
37	0.756	7.01	4.34	2.68	11.53
50	0.792	7.33	4.53	2.80	12.05
100	0.864	8.02	4.96	3.07	13.19
150	0.899	8.38	5.18	3.20	13.78
200	0.920	8.60	5.32	3.29	14.14

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 02

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 3.66 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 /seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	6.86	4.67	3.18	9.83
10	0.567	7.88	5.37	3.65	11.30
15	0.633	8.42	5.73	3.90	12.07
20	0.675	8.78	5.98	4.07	12.59
25	0.706	9.06	6.17	4.20	12.99
30	0.730	9.28	6.32	4.30	13.30
37	0.756	9.52	6.48	4.42	13.65
50	0.792	9.87	6.72	4.57	14.15
100	0.864	10.61	7.22	4.92	15.20
150	0.899	10.98	7.48	5.09	15.74
200	0.920	11.22	7.64	5.20	16.08

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	9.80 m3/seg
------------------------------------	--------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto:	“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación	PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca	N° 03

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divisorium acuarium.

$$A = 3.572669 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divisorium Acuarium.

$$P = 11.059332 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$L_b = 3.80 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $I_c=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general I_c es mayor que 1

$$I_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$I_c = 1.651$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$R_f = \frac{A}{L_b^2}$$

$$R_f = 0.247$$

(Forma elíptica)

Donde:

R_f = Factor de forma.

A = Área de la cuenca.

L_b = Longitud de la cuenca

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce, el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

ESTUDIO HIDROLOGICO

Cuenca

N° 03

CRITERIO DE JUSTIN

$$Sc = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

$$Sc = 0.238076$$

Donde

C_{max}= Cota del punto mas alto 4450 msnm

C_{min}= Cota del punto mas bajo 4000 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica , Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{Ic * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}})$$

$$l = \frac{Ic * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 4.784 Km

L= lado menor del rectángulo 0.747 Km

A= Area del rectangulo equivalente 3.57 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 11.062 Km

$$Sc = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 450 m

Sc= 0.094 %

Sc Asumido es el promedio de ambos criterios

Sc=	0.166038 %
-----	------------

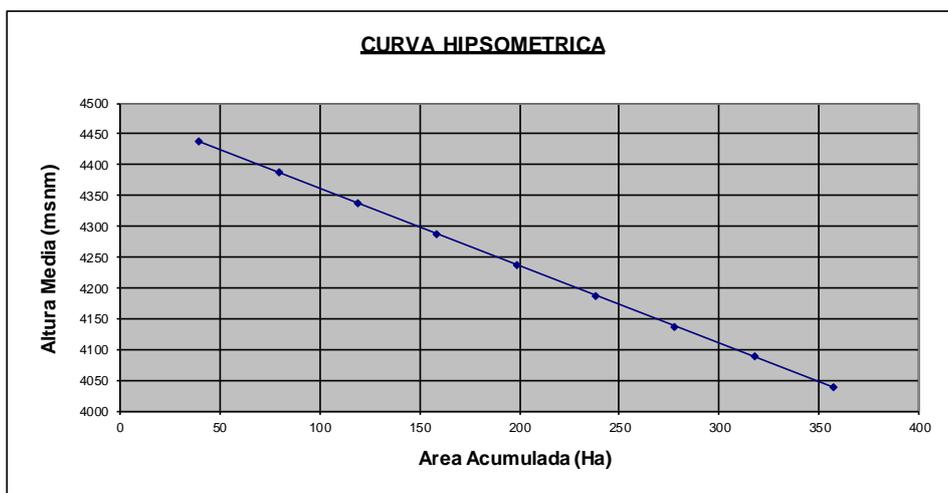
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm	Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha	
4450	4425	4437.50	39.70	176152.45	39.70
4400	4375	4387.50	39.70	174167.64	79.39
4350	4325	4337.50	39.70	172182.82	119.09
4300	4275	4287.50	39.70	170198.00	158.79
4250	4225	4237.50	39.70	168213.19	198.48
4200	4175	4187.50	39.70	166228.37	238.18
4150	4125	4137.50	39.70	164243.55	277.87
4100	4075	4087.50	39.70	162258.74	317.57
4050	4025	4037.50	39.70	160273.92	357.27
4000	4000	4000.00	39.70	158785.31	396.96
Suma			357.27	1513918.68	

Altura media	4237.5 msnm
--------------	-------------



ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

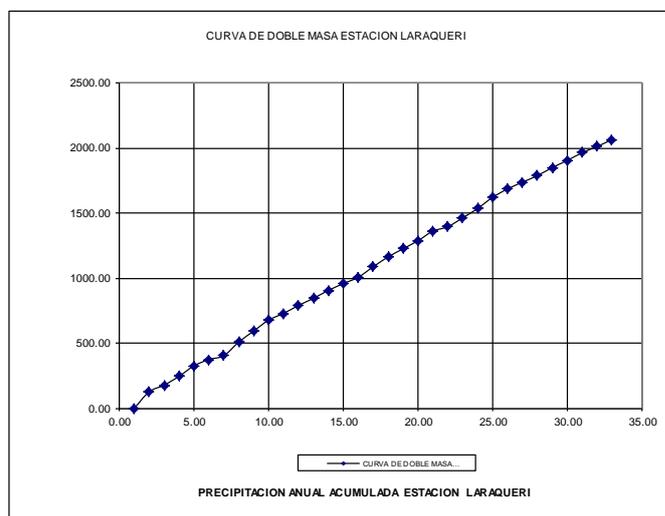
Cuenca N° 03

Análisis de las Lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.0000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.2500000	1086.63
1994	75.8000000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.4000000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.3250000	1620.23
2002	64.7250000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.6500000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 03

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio

Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

A = Área en Has

S = Pendiente de la cuenca en m/km

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Xt= Precipitacion para el periodo de retorno

Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (Ma) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	357.27	0.329	166.04	5.03	428.56	0.429
10	357.27	0.329	166.04	5.44	463.26	0.463
15	357.27	0.329	166.04	5.67	482.84	0.483
20	357.27	0.329	166.04	5.83	496.55	0.497
25	357.27	0.329	166.04	6.05	515.70	0.516
30	357.27	0.329	166.04	6.05	515.70	0.516
37	357.27	0.329	166.04	6.17	525.55	0.526
50	357.27	0.329	166.04	6.33	539.64	0.540
100	357.27	0.329	166.04	6.71	571.93	0.572
150	357.27	0.329	166.04	6.93	590.75	0.591
200	357.27	0.329	166.04	7.09	604.10	0.604
250	357.27	0.329	166.04	7.21	614.44	0.614
300	357.27	0.329	166.04	7.31	622.89	0.623
400	357.27	0.329	166.04	7.47	636.21	0.636
500	357.27	0.329	166.04	7.59	646.54	0.647

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 03

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km²

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m³/seg.

Ce= 0.3290128

A= 3.572669

S= 0.166038

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m ³ / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	6.61	4.09	2.53	9.47
10	0.567	7.87	4.86	3.01	11.26
15	0.633	8.54	5.28	3.27	12.23
20	0.675	9.01	5.57	3.45	12.90
25	0.706	9.36	5.79	3.58	13.40
30	0.730	9.64	5.96	3.69	13.81
37	0.756	9.97	6.16	3.81	14.27
50	0.792	10.42	6.44	3.99	14.92
100	0.864	11.40	7.05	4.36	16.32
150	0.899	11.91	7.36	4.55	17.05
200	0.920	12.22	7.56	4.68	17.51

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 03

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 3.57 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : $Q = CIA/3,6$ (m3 /seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	6.69	4.56	3.10	8.92
10	0.567	7.69	5.24	3.56	10.25
15	0.633	8.22	5.59	3.81	10.95
20	0.675	8.57	5.84	3.97	11.42
25	0.706	8.84	6.02	4.10	11.78
30	0.730	9.05	6.16	4.20	12.06
37	0.756	9.29	6.33	4.31	12.39
50	0.792	9.63	6.56	4.46	12.83
100	0.864	10.35	7.05	4.80	13.79
150	0.899	10.72	7.30	4.97	14.28
200	0.920	10.94	7.45	5.07	14.58

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	8.57 m3/seg
------------------------------------	--------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 04

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divortium acuarium.

$$A = 8.2243936 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium Acuarium.

$$P = 15.314524 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$Lb = 6.28 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $Ic=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general Ic es mayor que 1

$$Ic = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$Ic = 1.506$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$Rf = \frac{A}{Lb^2}$$

$$Rf = 0.209$$

(Forma elíptica)

Donde:

Rf=Factor de forma.

A =Área de la cuenca.

Lb= Longitud de la cuenca

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce , el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

ESTUDIO HIDROLOGICO

Cuenca

N° 04

CRITERIO DE JUSTIN

$$S_c = \frac{(C_{\max} - C_{\min})}{A^{0.5}}$$

$$S_c = 0.244088$$

Donde

C_{max}= Cota del punto mas alto 4700 msnmC_{min}= Cota del punto mas bajo 4000 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica ., Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{I_c * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}}\right)$$

$$l = \frac{I_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}}\right)$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 6.362 Km

L= lado menor del rectángulo 1.293 Km

A= Area del rectangulo equivalente 8.23 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 15.31 Km

$$S_c = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 700 m

S_c= 0.11 %S_c Asumido es el promedio de ambos criterios

S _c =	0.177044 %
------------------	------------

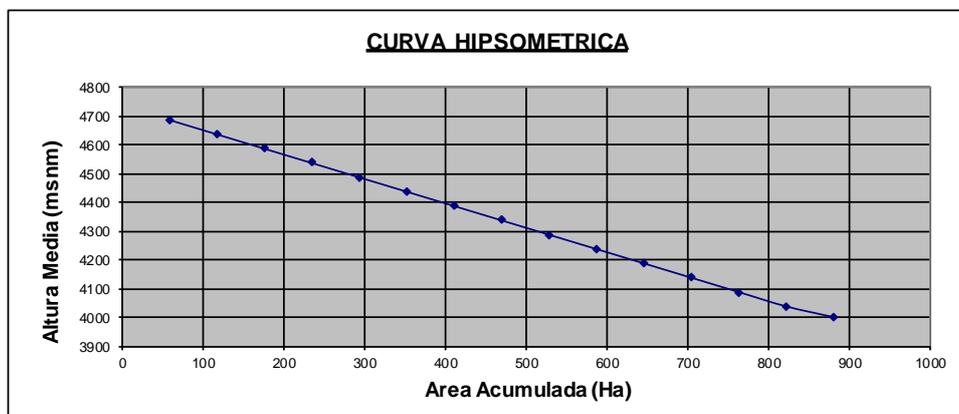
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm	Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha	
4700	4675	4687.50	58.75	275370.32	58.75
4650	4625	4637.50	58.75	272433.04	117.49
4600	4575	4587.50	58.75	269495.75	176.24
4550	4525	4537.50	58.75	266558.47	234.98
4500	4475	4487.50	58.75	263621.19	293.73
4450	4425	4437.50	58.75	260683.90	352.47
4400	4375	4387.50	58.75	257746.62	411.22
4350	4325	4337.50	58.75	254809.34	469.97
4300	4275	4287.50	58.75	251872.05	528.71
4250	4225	4237.50	58.75	248934.77	587.46
4200	4175	4187.50	58.75	245997.49	646.20
4150	4125	4137.50	58.75	243060.20	704.95
4100	4075	4087.50	58.75	240122.92	763.69
4050	4025	4037.50	58.75	237185.64	822.44
4000	4000	4000.00	58.75	234982.67	881.19
Suma			881.19	3822874.39	

Altura media 4338.3333 msnm



ESTUDIO HIDROLOGICO

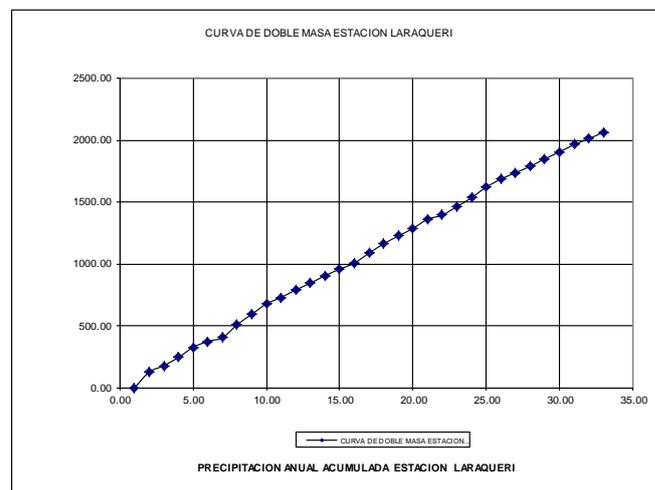
Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca N° 04

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.0000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.2500000	1086.63
1994	75.8000000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.4000000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.3250000	1620.23
2002	64.7250000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.6500000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Nombre del Proyecto:

“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación

PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca

N° 04

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio

Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

A = Área en Has

S = Pendiente de la cuenca en m/km

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

X_t = Precipitación para el periodo de retorno

Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) X _t	Caudal (M) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	822.44	0.329	177.04	5.03	714.07	0.714
10	822.44	0.329	177.04	5.44	771.89	0.772
15	822.44	0.329	177.04	5.67	804.52	0.805
20	822.44	0.329	177.04	5.83	827.36	0.827
25	822.44	0.329	177.04	6.05	859.27	0.859
30	822.44	0.329	177.04	6.05	859.27	0.859
37	822.44	0.329	177.04	6.17	875.68	0.876
50	822.44	0.329	177.04	6.33	899.15	0.899
100	822.44	0.329	177.04	6.71	952.95	0.953
150	822.44	0.329	177.04	6.93	984.33	0.984
200	822.44	0.329	177.04	7.09	1006.56	1.007
250	822.44	0.329	177.04	7.21	1023.79	1.024
300	822.44	0.329	177.04	7.31	1037.86	1.038
400	822.44	0.329	177.04	7.47	1060.06	1.060
500	822.44	0.329	177.04	7.59	1077.28	1.077

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca N° 04

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km2

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m3/seg.

Ce= 0.3290128

A= 8.2243936

S= 0.177044

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	12.56	7.77	4.80	15.70
10	0.567	14.94	9.24	5.71	18.67
15	0.633	16.23	10.03	6.21	20.28
20	0.675	17.11	10.58	6.54	21.38
25	0.706	17.78	10.99	6.80	22.22
30	0.730	18.32	11.33	7.01	22.89
37	0.756	18.93	11.71	7.24	23.65
50	0.792	19.79	12.24	7.57	24.73
100	0.864	21.65	13.39	8.28	27.05
150	0.899	22.62	13.99	8.65	28.26
200	0.920	23.22	14.36	8.88	29.01

ESTUDIO HIDROLOGICO
Caudal de Diseño

Cuenca N° 04

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 8.22 Km2
Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : $Q = CIA/3,6$ (m3 /seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	15.41	10.49	7.14	18.42
10	0.567	17.70	12.05	8.21	21.16
15	0.633	18.91	12.88	8.77	22.60
20	0.675	19.73	13.43	9.15	23.58
25	0.706	20.35	13.85	9.43	24.32
30	0.730	20.84	14.19	9.66	24.91
37	0.756	21.39	14.57	9.92	25.57
50	0.792	22.17	15.09	10.28	26.49
100	0.864	23.82	16.22	11.04	28.47
150	0.899	24.67	16.79	11.43	29.48
200	0.920	25.19	17.15	11.68	30.11

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	15.80 m3/seg
------------------------------------	---------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 05

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divisorium acuarium.

$$A = 6.2006238 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divisorium Acuarium.

$$P = 11.119422 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$Lb = 4.51 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $Ic=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general Ic es mayor que 1

$$Ic = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Donde:

$$Ic = 1.26$$

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$Rf = \frac{A}{Lb}$$

Donde:

Rf=Factor de forma.

A =Área de la cuenca.

Lb= Longitud de la cuenca

$$Rf = 0.305$$

(Forma elíptica)

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce , el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

ESTUDIO HIDROLOGICO

Cuenca

N° 05

CRITERIO DE JUSTIN

$$Sc = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

Sc= 0.301192

Donde

C_{max}= Cota del punto mas alto 4750 msnm

C_{min}= Cota del punto mas bajo 4000 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica , Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{Ic * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}})$$

$$l = \frac{Ic * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * Ic^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo	4.018 Km
L= lado menor del rectángulo	1.543 Km
A= Area del rectangulo equivalente	6.20 Km ²
P=Perimetro del rectangulo equivalente	11.122 Km

$$Sc = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 750 m

Sc= 0.187 %

Sc Asumido es el promedio de ambos criterios

Sc=	0.244096 %
-----	------------

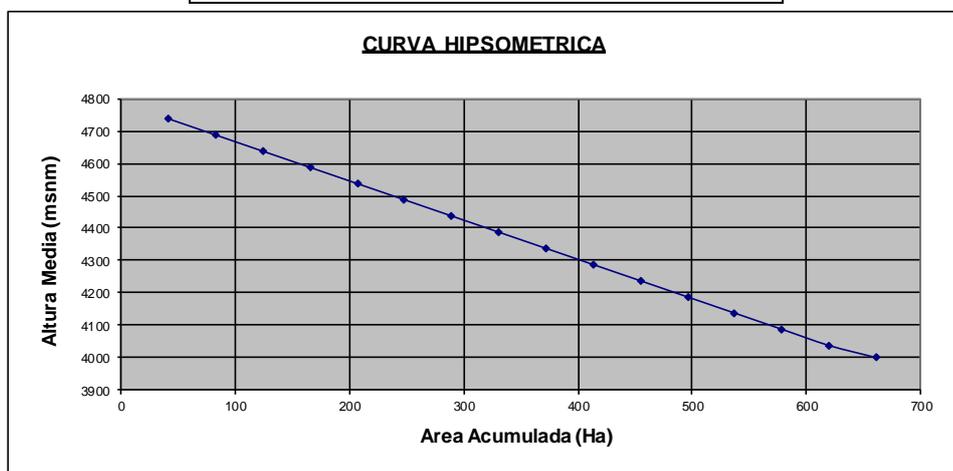
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm	Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha	
4750	4725	4737.50	41.34	195836.37	41.34
4700	4675	4687.50	41.34	193769.49	82.67
4650	4625	4637.50	41.34	191702.62	124.01
4600	4575	4587.50	41.34	189635.75	165.35
4550	4525	4537.50	41.34	187568.87	206.69
4500	4475	4487.50	41.34	185502.00	248.02
4450	4425	4437.50	41.34	183435.12	289.36
4400	4375	4387.50	41.34	181368.25	330.70
4350	4325	4337.50	41.34	179301.37	372.04
4300	4275	4287.50	41.34	177234.50	413.37
4250	4225	4237.50	41.34	175167.62	454.71
4200	4175	4187.50	41.34	173100.75	496.05
4150	4125	4137.50	41.34	171033.87	537.39
4100	4075	4087.50	41.34	168967.00	578.72
4050	4025	4037.50	41.34	166900.12	620.06
4000	4000	4000.00	41.34	165349.97	661.40
Suma			661.40	2885873.67	

Altura media 4363.28125 msnm



ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

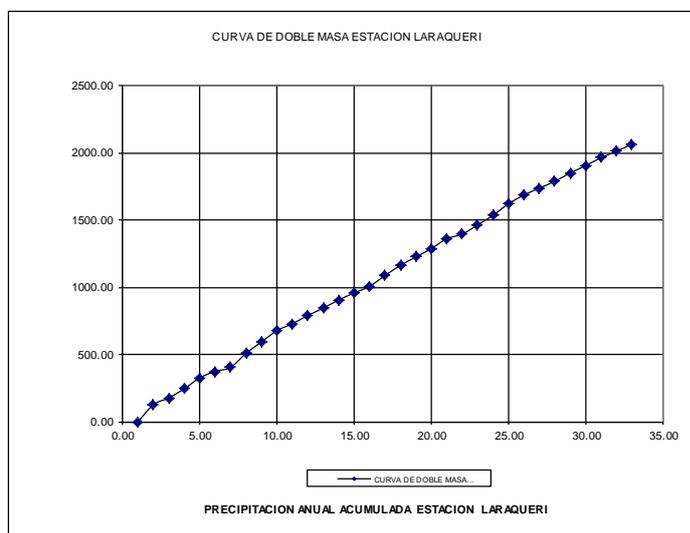
Cuenca N° 05

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANÁLISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.0000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.2500000	1086.63
1994	75.8000000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.4000000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.3250000	1620.23
2002	64.7250000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.6500000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Nombre del Proyecto:

“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

Cuenca N° 05

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, afloros y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio
 Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

A = Área en Has

S = Pendiente de la cuenca en m/km

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Xt= Precipitacion para el periodo de retorno

Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coeficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (Max.) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	620.06	0.329	244.10	5.03	693.70	0.694
10	620.06	0.329	244.10	5.44	749.88	0.750
15	620.06	0.329	244.10	5.67	781.57	0.782
20	620.06	0.329	244.10	5.83	803.76	0.804
25	620.06	0.329	244.10	6.05	834.76	0.835
30	620.06	0.329	244.10	6.05	834.76	0.835
37	620.06	0.329	244.10	6.17	850.70	0.851
50	620.06	0.329	244.10	6.33	873.51	0.874
100	620.06	0.329	244.10	6.71	925.77	0.926
150	620.06	0.329	244.10	6.93	956.25	0.956
200	620.06	0.329	244.10	7.09	977.85	0.978
250	620.06	0.329	244.10	7.21	994.59	0.995
300	620.06	0.329	244.10	7.31	1008.26	1.008
400	620.06	0.329	244.10	7.47	1029.83	1.030
500	620.06	0.329	244.10	7.59	1046.55	1.047

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

Nº 05

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km²

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m³/seg.

Ce= 0.3290128

A= 6.2006238

S= 0.244096

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	11.01	6.81	4.21	15.55
10	0.567	13.10	8.10	5.01	18.49
15	0.633	14.23	8.80	5.44	20.09
20	0.675	15.00	9.28	5.74	21.18
25	0.706	15.59	9.64	5.96	22.01
30	0.730	16.06	9.93	6.14	22.68
37	0.756	16.59	10.26	6.35	23.43
50	0.792	17.35	10.73	6.64	24.50
100	0.864	18.98	11.74	7.26	26.80
150	0.899	19.83	12.26	7.58	28.00
200	0.920	20.35	12.59	7.79	28.74

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 05

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 6.20 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	11.62	7.91	5.39	15.31
10	0.567	13.35	9.09	6.19	17.59
15	0.633	14.26	9.71	6.61	18.79
20	0.675	14.88	10.13	6.90	19.61
25	0.706	15.34	10.44	7.11	20.22
30	0.730	15.71	10.70	7.28	20.71
37	0.756	16.13	10.98	7.48	21.26
50	0.792	16.71	11.38	7.75	22.03
100	0.864	17.96	12.23	8.32	23.67
150	0.899	18.60	12.66	8.62	24.51
200	0.920	18.99	12.93	8.80	25.03

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	14.35 m3/seg
------------------------------------	---------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto:	“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación	PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca	N° 06

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divisorium acuarium.

$$A = 8.4241684 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divisorium Acuarium.

$$P = 12.710517 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$L_b = 5.89 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $I_c=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general I_c es mayor que 1

$$I_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$I_c = 1.235$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km²

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$R_f = \frac{A}{L_b^2}$$

$$R_f = 0.243$$

(Forma elíptica)

Donde:

R_f=Factor de forma.

A =Área de la cuenca.

L_b= Longitud de la cuenca

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce , el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

ESTUDIO HIDROLOGICO

Cuenca N° 06

CRITERIO DE JUSTIN

$$S_c = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

$$S_c = 0.24979$$

Donde

C_{max}= Cota del punto mas alto 4750 msnm

C_{min}= Cota del punto mas bajo 4025 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica , Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{I_c * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

$$l = \frac{I_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 4.468 Km

L= lado menor del rectángulo 1.885 Km

A= Area del rectangulo equivalente 8.42 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 12.706 Km

$$S_c = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 725 m

S_c= 0.162 %

S_c Asumido es el promedio de ambos criterios

S _c =	0.205895 %
------------------	------------

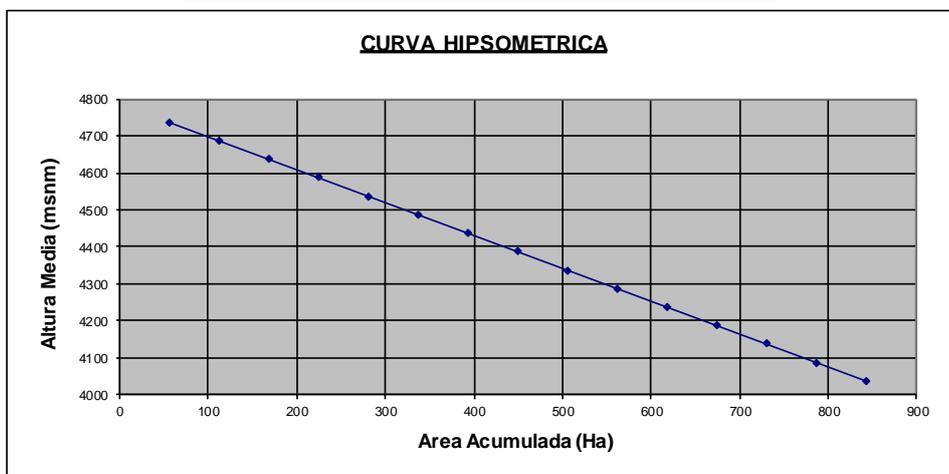
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm	Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha	
4750	4725	4737.50	56.16	266063.31	56.16
4700	4675	4687.50	56.16	263255.25	112.32
4650	4625	4637.50	56.16	260447.19	168.48
4600	4575	4587.50	56.16	257639.14	224.64
4550	4525	4537.50	56.16	254831.08	280.81
4500	4475	4487.50	56.16	252023.03	336.97
4450	4425	4437.50	56.16	249214.97	393.13
4400	4375	4387.50	56.16	246406.91	449.29
4350	4325	4337.50	56.16	243598.86	505.45
4300	4275	4287.50	56.16	240790.80	561.61
4250	4225	4237.50	56.16	237982.75	617.77
4200	4175	4187.50	56.16	235174.69	673.93
4150	4125	4137.50	56.16	232366.63	730.09
4100	4075	4087.50	56.16	229558.58	786.26
4050	4025	4037.50	56.16	226750.52	842.42
Suma			842.42	3696103.71	

Altura media 4387.5 msnm



ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

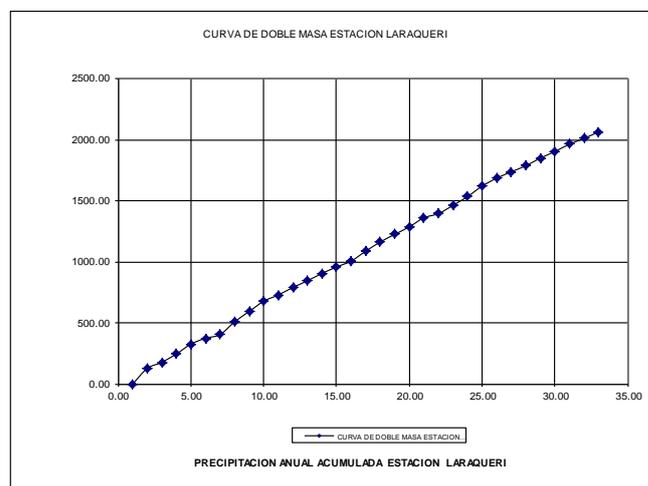
Cuenca N° 06

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANALISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.0000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.2500000	1086.63
1994	75.8000000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.4000000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.3250000	1620.23
2002	64.7250000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.6500000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca N° 06

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio
Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

- A = Área en Has
- S = Pendiente de la cuenca en m/km
- C = Coeficiente de Escorrentia
- I = Intensidad en mm/hora
- Xt= Precipitacion para el periodo de retorno
- Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (M) (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	842.42	0.329	205.90	5.03	771.48	0.771
10	842.42	0.329	205.90	5.44	833.95	0.834
15	842.42	0.329	205.90	5.67	869.20	0.869
20	842.42	0.329	205.90	5.83	893.87	0.894
25	842.42	0.329	205.90	6.05	928.35	0.928
30	842.42	0.329	205.90	6.05	928.35	0.928
37	842.42	0.329	205.90	6.17	946.08	0.946
50	842.42	0.329	205.90	6.33	971.44	0.971
100	842.42	0.329	205.90	6.71	1029.57	1.030
150	842.42	0.329	205.90	6.93	1063.46	1.063
200	842.42	0.329	205.90	7.09	1087.48	1.087
250	842.42	0.329	205.90	7.21	1106.10	1.106
300	842.42	0.329	205.90	7.31	1121.30	1.121
400	842.42	0.329	205.90	7.47	1145.29	1.145
500	842.42	0.329	205.90	7.59	1163.88	1.164

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 06

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km²

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m³/seg.

Ce= 0.3290128

A= 8.4241684

S= 0.205895

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m ³ / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	13.28	8.21	5.08	16.66
10	0.567	15.79	9.77	6.04	19.82
15	0.633	17.16	10.61	6.56	21.53
20	0.675	18.09	11.19	6.92	22.70
25	0.706	18.80	11.62	7.19	23.58
30	0.730	19.37	11.98	7.41	24.30
37	0.756	20.01	12.38	7.65	25.11
50	0.792	20.92	12.94	8.00	26.25
100	0.864	22.89	14.16	8.75	28.72
150	0.899	23.91	14.79	9.15	30.00
200	0.920	24.55	15.18	9.39	30.80

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

Nº 06

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 8.42 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	15.78	10.75	7.32	18.93
10	0.567	18.13	12.34	8.40	21.74
15	0.633	19.37	13.19	8.98	23.23
20	0.675	20.21	13.76	9.37	24.23
25	0.706	20.84	14.19	9.66	24.99
30	0.730	21.35	14.53	9.89	25.59
37	0.756	21.91	14.92	10.16	26.27
50	0.792	22.71	15.46	10.52	27.22
100	0.864	24.40	16.61	11.31	29.26
150	0.899	25.27	17.20	11.71	30.30
200	0.920	25.80	17.57	11.96	30.94

CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	16.50 m3/seg
------------------------------------	---------------------

ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto:	“PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”
Ubicación	PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca	N° 07

3.1 Analisis de la Cuenca**SUPERFICIE DE LA CUENCA. (A)**

Es el área de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, el cual fue medido dentro de los límites de la línea de divortium acuarium.

$$A = 3.1790951 \text{ Km}^2$$

PERÍMETRO DE LA CUENCA (P)

Es el entorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium Acuarium.

$$P = 9.3171737 \text{ Km}$$

LONGITUD DE LA CUENCA

Longitud de la cuenca medida desde el límite de la salida

$$L_b = 3.40 \text{ Km}$$

INDICE DE COMPACIDAD DE GRAVELIUS

Coefficiente adimensional en cual indica la forma o la idea de cómo esta formada la cuenca, si la cuenca $I_c=1$, entonces la cuenca será de forma circular, el cual en general I_c es mayor que 1

$$I_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$I_c = 1.474$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca en Km

S = Superficie de la cuenca km^2

FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo representada por la expresión.

$$R_f = \frac{A}{L_b^2}$$

$$R_f = 0.274$$

(Forma elíptica)

Donde:

R_f = Factor de forma.

A = Área de la cuenca.

L_b = Longitud de la cuenca

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Influye en el tiempo de concentración de las aguas de un determinado punto de cauce, el valor adoptado resulta del promedio de los criterios utilizados :

Se utilizara los siguientes criterios para hallar la pendiente media de la cuenca:

ESTUDIO HIDROLOGICO

Cuenca

N° 07

CRITERIO DE JUSTIN

$$S_c = \frac{(C_{max} - C_{min})}{A^{0.5}}$$

$$S_c = 0.238362$$

Donde

C_{max}= Cota del punto mas alto 4450 msnm

C_{min}= Cota del punto mas bajo 4025 msnm

CRITERIO DEL RECTANGULO EQUIVALENTE

Este método del rectángulo equivalente que tiene el mismo perímetro y área de la cuenca por el cual tendrá el mismo coeficiente de gravelius, curva hipsométrica ,. Etc. el cual se define sus lados por las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L * l)$$

$$L = \frac{I_c * \sqrt{(\pi * A)}}{2} * (1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

$$l = \frac{I_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * (1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * I_c^2}})$$

Donde:

L= lado mayor del rectángulo 3.828 Km

L= lado menor del rectángulo 0.831 Km

A= Area del rectangulo equivalente 3.18 Km²

P=Perimetro del rectangulo equivalente 9.318 Km

$$S_c = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel entre punto de interés y el mas alto en m.

H= 425 m

S_c= 0.111 %

S_c Asumido es el promedio de ambos criterios

S _c = 0.174681 %

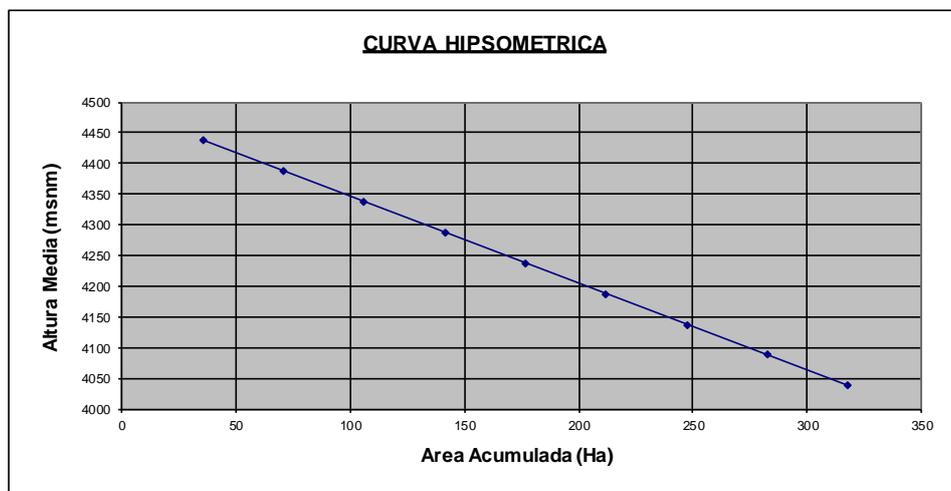
CALCULO DE LA CURVA HIPSOMETRICA

La altura media de la cuenca se obtuvo mediante la representación grafica de la hoya, elaborando la curva

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n (CotaMediaIntervalo_i * Area_i)}{\sum_{i=1}^n (Area_i)}$$

Cotas msnm		Altura Media msnm	Area Ha	H*A	Area Acum. Ha
4450	4425	4437.50	35.32	156747.05	35.32
4400	4375	4387.50	35.32	154980.89	70.65
4350	4325	4337.50	35.32	153214.72	105.97
4300	4275	4287.50	35.32	151448.56	141.29
4250	4225	4237.50	35.32	149682.40	176.62
4200	4175	4187.50	35.32	147916.23	211.94
4150	4125	4137.50	35.32	146150.07	247.26
4100	4075	4087.50	35.32	144383.90	282.59
4050	4025	4037.50	35.32	142617.74	317.91
Suma			317.91	1347141.57	

Altura media 4237.5 msnm



ESTUDIO HIDROLOGICO

Nombre del Proyecto “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI

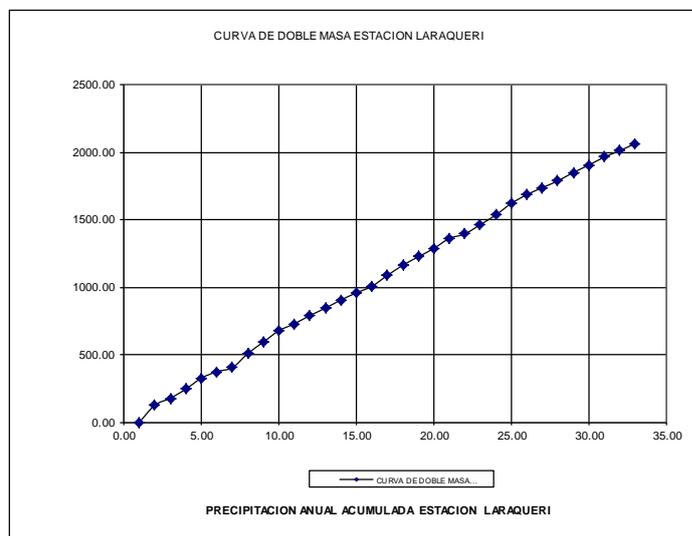
Cuenca N° 07

Análisis de las lluvias

Estación	Ubicación		Provincia	Distrito	Altitud
	Latitud	Longitud			
Laraqueri	16°08'00.0"	70°03'00.0"	Puno	Pichacani	3950

ANÁLISIS DE CONSISTENCIA ESTACION LARAQUERI

ÑOS	LARAQUERI TOTAL	LARAQUERI ACUMULADO
1977	59.100000	59.100000
1978	67.7166667	126.82
1979	51.23333333	178.05
1980	67.60833333	245.66
1981	80.59166667	326.25
1982	48.4500000	374.70
1983	29.70833333	404.41
1984	104.4666667	508.88
1985	84.54166667	593.42
1986	84.000000	677.42
1987	51.59166667	729.01
1988	60.96666667	789.98
1989	54.56666667	844.54
1990	60.78333333	905.33
1991	52.36666667	957.69
1992	48.68333333	1006.38
1993	80.250000	1086.63
1994	75.800000	1162.43
1995	62.75833333	1225.18
1996	61.66666667	1286.85
1997	73.68333333	1360.53
1998	34.1000000	1394.63
1999	68.400000	1463.03
2000	71.86666667	1534.90
2001	85.325000	1620.23
2002	64.725000	1684.95
2003	51.69166667	1736.64
2004	50.650000	1787.29
2005	61.71666667	1849.01
2006	54.64166667	1903.65
2007	59.45833333	1963.11
2008	47.60833333	2010.72
2009	53.26666667	2063.98



ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño
Nombre del Proyecto: “PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y SISTEMA DE DRENAJE EN FUNCION DE ANALISIS DE CAUDALES MAXIMOS DE LA CARRETERA AFIRMADA LARAQUERI – HUARIJUYO – PUNO”

Ubicación PICHACANI - LARAQUERI
Cuenca N° 07

ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Se analiza por diferentes métodos la generación de caudales para luego en una segunda etapa tomar las decisiones sobre los valores adoptados en función de la información de campo topográfico, aforos y observación del comportamiento del cauce de la zona en estudio
Para la zona en estudio se han aplicado los dos métodos siguientes

MÉTODO MC MATH.

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

$$Q = C_e A^{0.58} S^{0.42} X_t$$

Donde:

- A = Área en Has
- S = Pendiente de la cuenca en m/km
- C = Coeficiente de Escorrentia
- I = Intensidad en mm/hora
- Xt= Precipitacion para el periodo de retorno
- Q = caudal en lt/seg.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS METODO DE MAC-MATH

Periodo Retorno	Area Ha	Coefficiente Escorrentia	Pendiente S (m/km)	PTR (Prom.) Xt	Caudal (M (L/seg)	Caudal (Max.) (m3/seg)
5	317.91	0.329	174.68	5.03	409.13	0.409
10	317.91	0.329	174.68	5.44	442.26	0.442
15	317.91	0.329	174.68	5.67	460.96	0.461
20	317.91	0.329	174.68	5.83	474.04	0.474
25	317.91	0.329	174.68	6.05	492.33	0.492
30	317.91	0.329	174.68	6.05	492.33	0.492
37	317.91	0.329	174.68	6.17	501.73	0.502
50	317.91	0.329	174.68	6.33	515.18	0.515
100	317.91	0.329	174.68	6.71	546.00	0.546
150	317.91	0.329	174.68	6.93	563.98	0.564
200	317.91	0.329	174.68	7.09	576.72	0.577
250	317.91	0.329	174.68	7.21	586.59	0.587
300	317.91	0.329	174.68	7.31	594.66	0.595
400	317.91	0.329	174.68	7.47	607.37	0.607
500	317.91	0.329	174.68	7.59	617.24	0.617

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca N° 07

MÉTODO DE HARKSLEY:

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * \left(\frac{SI}{A} \right)^{0.25}$$

Donde

A = Área en Km2

S = Pendiente de la cuenca del río

C = Coeficiente de Escorrentia

I = Intensidad en mm/hora

Q = caudal en m3/seg.

Ce= 0.3290128

A= 3.1790951

S= 0.174681

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : Q = CIA/3,6 (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	6.14	3.80	2.35	8.97
10	0.567	7.30	4.51	2.79	10.67
15	0.633	7.93	4.90	3.03	11.59
20	0.675	8.36	5.17	3.20	12.22
25	0.706	8.69	5.37	3.32	12.70
30	0.730	8.95	5.53	3.42	13.08
37	0.756	9.25	5.72	3.54	13.52
50	0.792	9.67	5.98	3.70	14.13
100	0.864	10.58	6.54	4.05	15.46
150	0.899	11.05	6.83	4.23	16.15
200	0.920	11.34	7.02	4.34	16.58

ESTUDIO HIDROLOGICO

Caudal de Diseño

Cuenca

N° 07

MÉTODO RACIONAL

Es un método usual, practico y aplicable a la disponibilidad de información pluviométrica; que relaciona el área de la Cuenca (A), con un valor de intensidad - duración de precipitación (i), referida a un periodo de retorno adecuado a la estructura en estudio.

Este periodo de retorno, puede ser de 25 ó 50 años. Usualmente para el caso de Obras de Arte, se toma un periodo de retorno de 50 años: siendo mas bien que 25 años es la vida media de la estructura

Para el caso, se utilizará la expresión del Método Racional,

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde:

- Q** = Escorrentía en M3/seg
- A** = Área de la Cuenca en Ha.
- C** = Coeficiente de escorrentía
- I** = Intensidad - duración - frecuencia, para un tiempo de concentración (Tc)

A= 3.18 Km2

Ce= 0.329

Tiempo de Retorno	BT	CAUDALES : $Q = CIA/3,6$ (m3 / seg.)			
		15 min.	30 min.	60 min.	Q.p
5	0.428	5.96	4.06	2.76	8.07
10	0.567	6.84	4.66	3.17	9.27
15	0.633	7.31	4.98	3.39	9.91
20	0.675	7.63	5.19	3.54	10.34
25	0.706	7.87	5.35	3.65	10.66
30	0.730	8.06	5.48	3.73	10.92
37	0.756	8.27	5.63	3.83	11.21
50	0.792	8.57	5.83	3.97	11.61
100	0.864	9.21	6.27	4.27	12.48
150	0.899	9.54	6.49	4.42	12.92
200	0.920	9.74	6.63	4.51	13.20

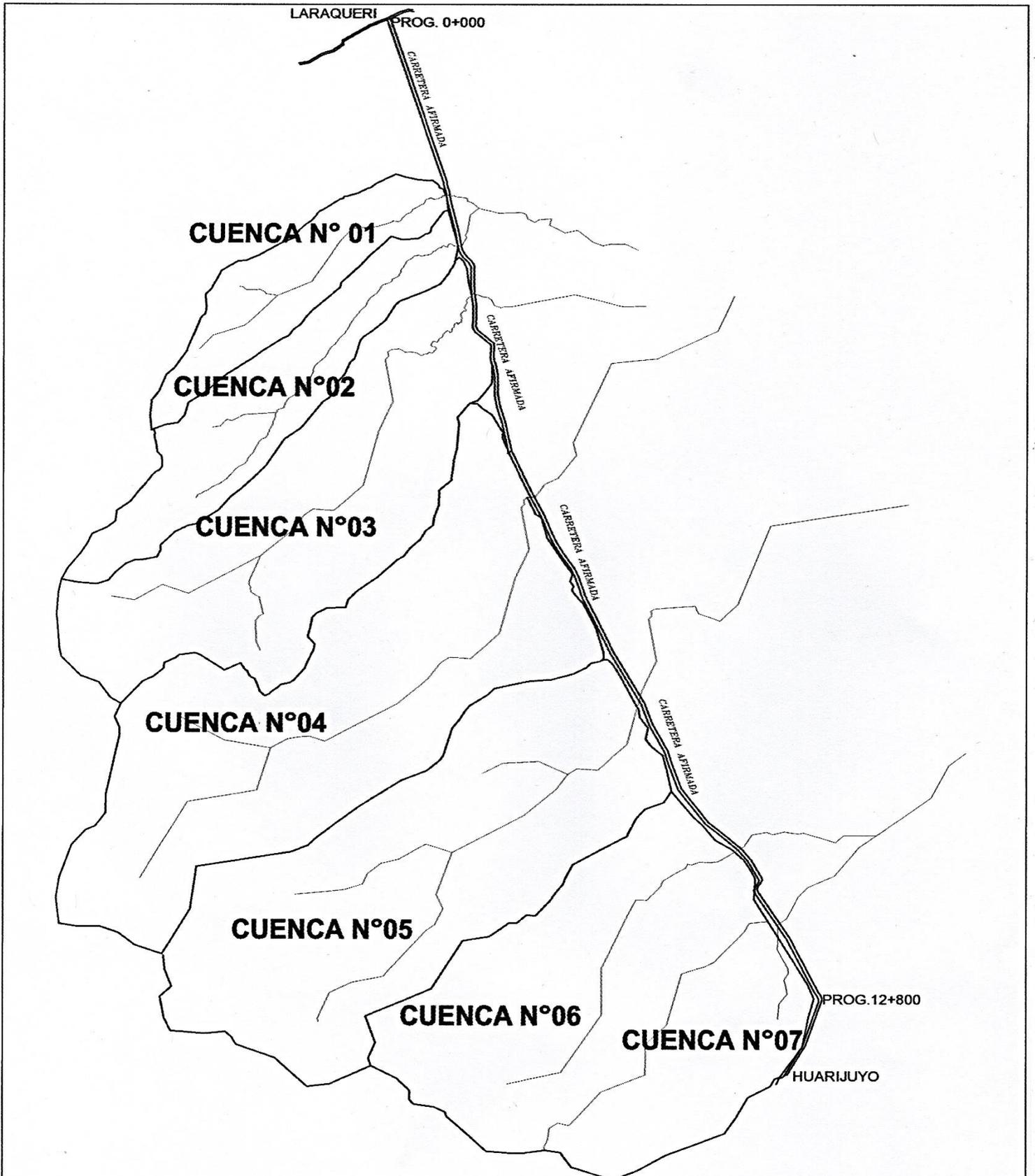
CAUDAL DE DISEÑO (PROMEDIO)	7.95 m3/seg
------------------------------------	--------------------

MAPA POLITICO DEL PERU



LOCALIZACIÓN REGIONAL





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

PLANTEAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE DE LA CARRETERA
AFIRMADA LARAQUERI - HUARIJUYO - PUNO

UBICACION DE CUENCAS

INGENIERIA AGRICOLA FEBRERO 2018